

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

MARCUS FERNANDES ARAUJO FILHO

**MODELAGEM COMPUTACIONAL TRIDIMENSIONAL DE ESCOAMENTOS
EM VERTEDOUROS DE BAIXA QUEDA**

CURITIBA

2014

MARCUS FERNANDES ARAUJO FILHO

**MODELAGEM COMPUTACIONAL TRIDIMENSIONAL DE ESCOAMENTOS
EM VERTEDOUROS DE BAIXA QUEDA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Área de Concentração em Engenharia de Recursos Hídricos, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Recursos Hídricos.

Orientador: José Junji Ota

CURITIBA

2014

TERMO DE APROVAÇÃO

Marcus Fernandes Araujo Filho

“Modelagem Computacional Tridimensional de Escoamentos em Vertedouros de Baixa Queda”

Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

PRESIDENTE:


José Junji Ota

Universidade Federal do Paraná
Orientador

MEMBROS:


Harry Edmar Schulz

Universidade de São Paulo – São Carlos


Miriam Rita Moro Mine

Universidade Federal do Paraná


Tobias Bleninger

Universidade Federal do Paraná

Curitiba, 19 de março de 2014

AGRADECIMENTOS

Muitos foram os que me incentivaram e apoiaram nesses anos até a conclusão desse trabalho, assim gostaria de agradecer alguns em especial.

Agradeço à Universidade Federal do Paraná por me proporcionar ensino de qualidade e concreto desde a graduação e a pós-graduação.

Ao programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, seus discentes, docentes e servidores, pela pronta ajuda e contribuição.

Ao meu orientador e mestre Prof. José Junji Ota pela paciência e pronta disposição em sempre ajudar e pelo qual guardo profunda admiração.

Aos professores Harry Edmar Schulz, Mirian Rita Moro Mine e Tobias Bleninger pelas críticas construtivas que tanto contribuíram para qualidade dessa dissertação.

À Intertechne pela chance de realizar esse trabalho e por prover as ferramentas necessárias.

A todos meus colegas de trabalho, principalmente aos do departamento de Hidráulica da SEB, que diariamente contribuem para meu aperfeiçoamento profissional e humano.

Aos meus amigos que mesmo me achando "louco" sempre me apoiaram.

À minha família, responsável por quem fui, sou e serei, por estar ao meu lado incondicionalmente e me ajudar a trilhar meu próprio caminho.

A Deus, por me dar forças mesmo quando nem eu mesmo acredito.

SUMÁRIO

PÁG

LISTA DE FIGURAS	III
LISTA DE TABELAS	VII
RESUMO.....	IX
ABSTRACT.....	X
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 A BACIA AMAZÔNICA E SUA IMPORTÂNCIA PARA O SETOR ENERGÉTICO BRASILEIRO	1
1.2 JUSTIFICATIVA	3
1.3 MODELO NUMÉRICO	4
1.4 OBJETIVOS.....	5
1.4.1 <i>Objetivos Específicos</i>	5
2 REVISAO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 VERTEDOIRO TIPO CREAGER.....	6
2.1.1 <i>Geometria da crista</i>	6
2.1.2 <i>Capacidade de Descarga</i>	8
2.2 DINÂMICA DOS FLUIDOS COMPUTACIONAL	15
2.2.1 <i>Equações governantes dos fluidos</i>	17
2.2.2 <i>Modelos de Turbulência</i>	19
2.2.3 <i>Estado da arte da modelagem numérica de vertedouros</i>	22
3 MÉTODO	28
3.1 MODELO NUMÉRICO	29
3.1.1 <i>Geometria</i>	29
3.1.2 <i>Malha de volumes finitos</i>	31
3.1.3 <i>Determinação da superfície livre</i>	33
3.1.4 <i>Tratamento da geometria</i>	34
3.1.5 <i>Modelos físicos</i>	37
3.1.6 <i>Condições de contorno</i>	38
3.1.7 <i>Condições iniciais</i>	41
3.1.8 <i>Simulação numérica</i>	42
4 ESTUDO DE CASO	44
4.1 UHE BELO MONTE	44
4.1.1 <i>Vertedouro</i>	46
4.2 MODELO FÍSICO.....	48
4.2.1 <i>Estudos realizados no modelo físico</i>	50
5 MODELAGEM NUMÉRICA.....	52

5.1	DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA	53
5.2	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	58
5.3	CONDIÇÕES DE CONTO RNO E CONDIÇÃO INICIAL	62
6	SIMULAÇÕES.....	67
7	RESULTADOS	71
7.1	SIMULAÇÕES DOS CENÁRIOS COM ESCOAMENTO LIVRE	71
7.1.1	<i>Capacidade de descarga.....</i>	71
7.1.2	<i>Perfis de linha de água.....</i>	74
7.1.3	<i>Pressões.....</i>	79
7.2	SIMULAÇÕES DOS CENÁRIOS COM CONTROLE DE COMPORTA	90
7.2.1	<i>Capacidade de descarga.....</i>	90
7.2.2	<i>Pressões.....</i>	93
8	ESTUDO DA FORMA DA CRISTA.....	107
9	ANÁLISES DE SENSIBILIDADE.....	113
9.1	INFLUÊNCIA DAS PAREDES LATERAIS PRESENTES NOS MODELOS FÍSICOS PARCIAIS.....	113
9.2	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS DE TURBULÊNCIA	119
9.3	ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ESCALA NOS RESULTADOS DE MODELOS NUMÉRICOS.....	124
10	ANÁLISE DE RESULTADOS	131
11	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	139
12	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	143

LISTA DE FIGURAS

	PÁG
Figura 1.1 - Bacias hidrográficas brasileiras.....	2
Figura 2.1 - Elementos de um perfil de vertedouro tipo Creager – adaptado de USBR (1987).....	7
Figura 2.2 - Ábacos para definição dos parâmetros K e n presentes na equação 2.1 para a definição da geometria do perfil Creager - adaptado de USBR (1987)	8
Figura 2.3 - Variação do coeficiente de capacidade de descarga com a altura do paramento de montante – adaptado de USBR (1987)	10
Figura 2.4 - Variação do C_0 com a relação entre carga real e carga de projeto – adaptado de USBR (1987)	11
Figura 2.5 - Condição de separação do escoamento – adaptado de HENDERSON (1966).....	12
Figura 2.6 - Influência do talude de montante na capacidade de descarga de um vertedouro - adaptado de USBR (1987).....	13
Figura 2.7 - Ábaco de redução da capacidade de descarga – adaptado de USBR (1987).....	14
Figura 2.8 - Medição típica da velocidade em um escoamento turbulento.....	20
Figura 3.1 - Representação da função F do método VOF.....	34
Figura 3.2 - Representação do algoritmo do método FAVOR (FLOW 3D, 2012).....	36
Figura 4.1- Arranjo das estruturas do Sítio Pimental (INTERTECHNE et al., 2012) .	45
Figura 4.2 - Configuração de um vão do vertedouro da UHE Belo Monte (INTERTECHNE et al., 2012).....	47
Figura 4.3 - Curva de descarga do vertedouro da UHE Belo Monte (INTERTECHNE et al., 2012)	48
Figura 4.4 - Croqui do modelo físico (CEHPAR, 2011)	49
Figura 4.5- Alternativas de perfil vertente testadas (CEHPAR, 2011)	51
Figura 5.1 - Fluxograma simplificado de uma simulação	52
Figura 5.2 - Geometria do modelo numérico - AUTOCAD	54
Figura 5.3 - Geometria do vertedouro - AUTOCAD.....	55
Figura 5.4 - Geometria da comporta	56
Figura 5.5 - Validação da geometria exportada no <i>software</i> MiniMagics	57
Figura 5.6 - Malha de elementos da simulação inicial.....	58
Figura 5.7 - Malha de elementos da segunda simulação	59

Figura 5.8 - Malha de elementos da última simulação	59
Figura 5.9 - Malha de elementos da primeira simulação com comportas	61
Figura 5.10 - Malha de elementos da segunda simulação com comportas.....	61
Figura 5.11 - Representação geométrica do vertedouro das três malhas utilizadas nas simulações.....	62
Figura 5.12 - Condições de contorno das simulações de escoamento livre.....	63
Figura 5.13- Condições de contorno das simulações de escoamento controlado.....	63
Figura 5.14 - Exemplo de condição inicial das simulações de escoamento livre	64
Figura 5.15 - Exemplo de condição inicial das simulações de escoamento controlado	66
Figura 6.1 - Localização dos piezômetros no modelo físico - centro do vão e face do pilar	69
Figura 6.2 - Localização dos piezômetros no modelo físico - junto ao pilar	70
Figura 7.1 - Diferenças do C_d para diversas vazões.....	73
Figura 7.2 - Curvas de descarga teórica, do modelo físico e do modelo numérico ...	74
Figura 7.3 - Perfis de linha de água - Vazões de 5.000 m ³ /s, 10.000 m ³ /s, 21.930m ³ /s e 29.472 m ³ /s	75
Figura 7.4 - Perfis de linha de água - Vazão de 33.776 m ³ /s	76
Figura 7.5- Perfis de linha de água - Vazão de 40.262 m ³ /s	76
Figura 7.6 - Perfis de linha de água - Vazão de 51.052 m ³ /s	77
Figura 7.7 - Perfis de linha de água - Vazão de 61.482 m ³ /s	78
Figura 7.8 - Perfis de linha de água - Vazão de 72.278 m ³ /s	78
Figura 7.9 - Pressões na crista no centro do vão - Vazões de 5.000 m ³ /s, 10.000 m ³ /s, 21.930 m ³ /s e 29.472 m ³ /s.....	80
Figura 7.10 - Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 33.776 m ³ /s.....	81
Figura 7.11- Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 40.262 m ³ /s.....	81
Figura 7.12- Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 51.052 m ³ /s.....	82
Figura 7.13- Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 61.482 m ³ /s.....	82
Figura 7.14 - Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 72.278 m ³ /s.....	83
Figura 7.15- Pressões na crista junto ao pilar - Vazões de 5.000 m ³ /s, 10.000 m ³ /s, 21.930 m ³ /s e 29.472 m ³ /s.....	84
Figura 7.16- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 33.776 m ³ /s	85
Figura 7.17- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 40.262 m ³ /s	85
Figura 7.18- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 51.052 m ³ /s	86

Figura 7.19- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 61.482 m ³ /s	86
Figura 7.20- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 72.278 m ³ /s	87
Figura 7.21 - Diferença nas medições de pressões dos piezômetros localizados no pilar	89
Figura 7.22 - Erro nas vazões simuladas para as duas malhas e diversas aberturas de comporta	92
Figura 7.23 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 0,5 m	94
Figura 7.24 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 1,0 m	95
Figura 7.25 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 3,0 m	96
Figura 7.26 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 6,0 m	96
Figura 7.27 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 9,0 m	97
Figura 7.28 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 12,0 m	97
Figura 7.29 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 15,0 m	98
Figura 7.30 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 0,5 m	99
Figura 7.31 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 1,0 m	100
Figura 7.32 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 3,0 m	100
Figura 7.33 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 6,0 m	101
Figura 7.34 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 9,0 m	101
Figura 7.35 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 12,0 m	102
Figura 7.36 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 15,0 m	102
Figura 7.37 - Diferença nas medições de pressões dos piezômetros localizados no pilar para escoamentos controlados.....	106
Figura 8.1 - Ensaio do perfil Creager em modelo físico (CEHPAR, 2011)	107
Figura 8.2 - Ensaio do perfil com contracurva de raio 130,0 m no modelo físico (CEHPAR, 2011)	108
Figura 8.3 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 62.000 m ³ /s e perfil Creager	110
Figura 8.4 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 62.000 m ³ /s e perfil modificado	111
Figura 8.5 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 72.300 m ³ /s e perfil Creager	112
Figura 8.6 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 72.300 m ³ /s e perfil modificado	112

Figura 9.1 - Exemplo de modelo físico parcial com detalhe para as paredes laterais (CEHPAR, 2011)	114
Figura 9.2 - Modelos numéricos com e sem a presença de muros laterais	115
Figura 9.3 - Análise comparativa de perfis de linha de água.....	117
Figura 9.4 - Comparação da linha piezométrica no centro do vão	117
Figura 9.5 - Comparação da linha piezométrica ao pé do pilar	118
Figura 9.6 - escoamento ao longo do vertedouro para o modelo de turbulência RNG	120
Figura 9.7 - escoamento ao longo do vertedouro para o modelo de turbulência k-ε padrão	121
Figura 9.8 - Análise comparativa de perfis de linha de água para dois modelos de turbulência.....	122
Figura 9.9- Comparação da linha piezométrica no centro do vão para diferentes modelos de turbulência	123
Figura 9.10 - Comparação da linha piezométrica ao pé do pilar para diferentes modelos de turbulência	123
Figura 9.11 - escoamento ao longo do vertedouro para o modelo escalado (1:70)	125
Figura 9.12 - Comparativo do escoamento do ressalto hidráulico. À esquerda o modelo numérico escalado e à direita em dimensões de protótipo.....	126
Figura 9.13 - Análise comparativa de perfis de linha de água para modelos escalado e em dimensão de protótipo	127
Figura 9.14 - Comparação da linha piezométrica no centro do vão para modelos escalado e em dimensão de protótipo.....	128
Figura 9.15 - Comparação da linha piezométrica ao pé do pilar para modelos escalado e em dimensão de protótipo.....	129

LISTA DE TABELAS

	PÁG
Tabela 1.1- Potencial hidrelétrico brasileiro em MW - ELETROBRAS(2012).....	3
Tabela 4.1- Cheias máximas anuais (INTERTECHNE et al., 2012).....	46
Tabela 6.1 - Vazões simuladas e resultados do modelo físico -Vertedouro livre	67
Tabela 6.2 - Condições de contorno das simulações.....	68
Tabela 6.3 - Características dos testes em modelo físico - Vertedouro controlado...	69
Tabela 7.1 - Resultados comparativos de capacidade de descarga	71
Tabela 7.2 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 1, 2 e 3....	87
Tabela 7.3 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 4, 5 e 6....	88
Tabela 7.4- Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 7, 8 e 9.....	88
Tabela 7.5 - Resultados de capacidade de descarga para diversas aberturas de comporta	91
Tabela 7.6 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 1, 2 e 3..	103
Tabela 7.7 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 4, 5 e 6..	104
Tabela 7.8 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 7, 8 e 9..	104
Tabela 7.9 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 10, 11 e 12	105
Tabela 7.10 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 13, 14 e 15	105
Tabela 8.1 - Comparação de capacidade descarga entre as alternativas de geometria	109
Tabela 9.1 - Comparativo de resultados entre modelo físico e modelos numéricos	116
Tabela 9.2 - Valores de pressão na face dos pilares	119
Tabela 9.3 - Resultados de capacidade de descarga para diferentes modelos de turbulência.....	122
Tabela 9.4 - Comparativo de pressões nos pilares para os diferentes modelos	124
Tabela 9.5 - Comparação de capacidade de descarga entre modelo físico e modelos numéricos.....	127
Tabela 9.6 - Comparação de pressões no pilar entre modelo físico e modelos numéricos.....	129

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ANA - Agência Nacional de Águas

C_0 - coeficiente de descarga ($m^{1/2}/s$);

ε - taxa de dissipação turbulenta

EPE - Empresa de Pesquisa Energética

H_0 - carga de projeto do vertedouro(m);

H_e - carga sobre a soleira, incluindo a velocidade de aproximação (m).

HDC - *Hydraulic Design Criteria*

κ - energia cinética turbulenta

k - parâmetro definidor da influência da declividade do paramento do vertedouro na geometria de sua crista;

K_p - Coeficiente de contração de pilares;

K_a - Coeficiente de contração dos encontros laterais;

L - largura do vertedouro (m);

L_e - largura efetiva de cálculo (m);

N - número de pilares (vertedouro controlado);

n - parâmetro definidor da influência da altura do paramento do vertedouro na geometria de sua crista;

P - altura do paramento de montante do vertedouro (m);

p_{est} - pressão de estagnação (m);

p - pressão hidrostática (m);

PCH – Pequena Central Hidrelétrica;

Q - vazão descarregada pelo vertedouro (m^3/s)

RNG - Renormalized Group Model

UHE – Usina Hidrelétrica

USBR – *United States Bureau of Reclamation*

USACE - Unites States Army Corps of Engineers

v - velocidade do fluido (m/s)

VMP - Vazão Máxima Provável

VOF - *Volume of Fluid*

FAVOR - *Fractional Area/Volume Obstacle Representation*

RESUMO

O Brasil possui cerca de dois terços de seu potencial hidroelétrico inexplorado, sendo que a maioria desse potencial se encontra na Bacia Amazônica. Dessa maneira, o planejamento energético brasileiro, provavelmente, demandará a construção de diversas usinas hidroelétricas na região. A Bacia Amazônica é formada por rios caudalosos, porém possui um relevo caracterizado por planícies, ou seja, usinas hidroelétricas a serem instaladas na região apresentarão como características principais de seus vertedouros uma grande vazão de dimensionamento e um pequeno desnível entre montante e jusante, gerando um escoamento do tipo afogado.

Dessa maneira, o presente trabalho buscou avaliar a capacidade de uma ferramenta de modelagem numérica, o *software* FLOW 3D[®], em reproduzir as principais características do escoamento sobre vertedouros com alto grau de afogamento. Para cumprir tal objetivo foram reproduzidos no FLOW 3D[®] os testes realizados no modelo físico da UHE Belo Monte. Foram realizadas simulações de escoamento livre e controlado nas quais foram comparadas a capacidade de descarga, perfis de linha de água e distribuição de pressões resultante dos dois modelos. As conclusões indicam que o modelo numérico consegue reproduzir satisfatoriamente os escoamentos propostos sendo desde que tomadas algumas precauções em relação à qualidade de malha e à garantia de convergência do modelo.

Adicionalmente, foram feitas algumas análises de sensibilidade abordando assuntos como modelos de turbulência, efeito da escala em modelos numéricos, efeito das paredes laterais dos modelos físicos e geometria da crista de vertedouros com alto grau de afogamento.

PALAVRAS CHAVES: *Modelagem Computacional, Vertedouro, Dinâmica de Fluidos Computacional.*

ABSTRACT

Brazil has about two thirds of its hydroelectric potential untapped and yet most of it lies in the Amazon Basin. Thus, the Brazilian energy planning will probably require the construction of several hydroelectric power plants (HPP) in the region. The Amazon Basin is formed by rivers with very high discharges, but has a landscape characterized by plains, making so that any hydropower to be installed in the region will present as main spillway's features a large design discharge and a small difference between the upstream and downstream water level, generating highly submerged flow.

Thus, the present study evaluated the ability of a numerical modeling tool, FLOW 3D[®], to reproduce the main features of flows over spillways with high degree of submergence. To fulfill this objective, tests developed in the physical model of the HPP Belo Monte have been reproduced in FLOW 3D[®]. Free-flow and gated simulations were performed which results concerning discharge capacity, water line profiles and pressure distribution were then compared between the two models. The results indicate that the numerical model can satisfactorily reproduce the proposed flow as long as necessary precautions are taken, such as mesh quality and model convergence insurance.

Additionally, some sensitivity analyzes were done addressing issues such as turbulence models, effect of scale in numerical models, effect of side walls of physical models and regarding the geometry of the crest of highly submerged spillways.

KEYWORDS: *Computational Modelling, Spillway, Computational Fluid Dynamics*

1 INTRODUÇÃO

Vertedouros são estruturas extravasadoras usadas comumente em arranjos de usinas hidrelétricas ou mesmo em barragens com finalidades distintas como, por exemplo, barragens para irrigação. O vertedouro é o principal item provedor da segurança de uma barragem, uma vez que tem por função evitar o galgamento da mesma. Dentre todos os cenários adversos aos quais uma barragem pode estar sujeita, o galgamento é de longe o mais crítico, já que pode levar uma barragem a ruptura em questão de horas, principalmente se sua seção típica for constituída de solo ou enrocamento.

Existem diversos tipos de vertedouros como, por exemplo, vertedouros do tipo tulipa, descarregador de fundo, de superfície, lateral, labirinto, etc (KHAYSURIA, 2006). Dentre todos, os mais comuns e mais utilizados nas barragens brasileiras são os vertedouros de superfície com ogiva do tipo Creager.

A capacidade de descarga de um vertedouro é definida pela capacidade dessa estrutura escoar uma determinada vazão com uma determinada carga (altura de água) na crista.

1.1 A bacia Amazônica e sua importância para o setor energético brasileiro

O potencial hidrelétrico brasileiro está entre os maiores do mundo, apresentando o Brasil a segunda maior capacidade instalada de usinas hidrelétricas do mundo (EPE, 2012). A Tabela 1.1 mostra como está dividido o potencial hidrelétrico brasileiro dentro das principais bacias hidrográficas do país. A primeira coluna apresenta o total estimado desse potencial, ou seja, ainda não comprovado, a segunda apresenta o potencial já inventariado pela Empresa de Pesquisa Energética (EPE). A terceira e quarta coluna apresentam o total, em termos energéticos, de usinas as quais já apresentam um estudo de viabilidade econômica e/ou um projeto básico desenvolvido. Já a quinta e sexta colunas listam, respectivamente, o potencial já em construção ou operação. A partir dessa tabela é possível observar que o Brasil possui um potencial hidrelétrico estimado em cerca de 250GW sendo que desse total apenas 86GW são aproveitados, ou seja, pouco mais de 30% do potencial brasileiro está sendo explorado. A partir desses dados é de conclusão que a construção de usinas hidrelétricas ainda deve ser parte estratégica da expansão energética brasileira pelas próximas décadas.



Figura 1.1 - Bacias hidrográficas brasileiras

Dentro do potencial ainda não explorado, merece destaque a bacia Amazônica (Figura 1.1). Segundo ELETROBRAS (2012), a capacidade de geração hidrelétrica dessa bacia é estimada em cerca de 95GW de potência instalada, representando próximo de 40% do potencial nacional, dos quais apenas 4,6GW estão em operação e 18GW em construção. Esses dados fazem com que a bacia Amazônica possa ser considerada a próxima fronteira para grandes empreendimentos do setor energético. Essa conclusão é reforçada pelo fato de que as três maiores usinas hidrelétricas brasileiras em construção (UHE Belo Monte, UHE Santo Antônio e UHE Jirau) se situam nessa bacia.

A bacia Amazônica é caracterizada por rios caudalosos devido à alta precipitação média anual nas florestas tropicais. Isso faz com que seus rios sejam de grande interesse energético uma vez que as magnitudes de vazão são diretamente proporcionais à energia disponível para geração hidrelétrica. Porém, uma das grandes dificuldades da exploração hidrelétrica na bacia Amazônica é o fato de seu relevo ser caracterizado por planícies, onde qualquer barramento, por menor que seja sua altura, ocasiona uma área de alagamento consideravelmente maior quando comparado a aproveitamentos hidrelétricos construídos em regiões de

vales. Esse fato faz com que a solução típica para aproveitamentos nessa região seja caracterizada por barragens de alturas pequenas. A essas barragens estão comumente atrelados os vertedouros de baixa queda, caracterizados pelo grande grau de afogamento ocasionado pelos níveis de jusante e conseqüente redução da capacidade de descarga.

Tabela 1.1- Potencial hidrelétrico brasileiro em MW - ELETROBRAS(2012)

Estágio / Bacia	Total Estimado	Inventário	Viabilidade	Projeto Básico	Construção	Operação	Total Geral
Atlântico Leste	1.423	5.631	920	628	370	5.029	14.001
Atlântico Norte / Nordeste	707	1.056	408	50	252	335	2.808
Atlântico Sudeste	2.073	1.656	2.218	316	89	3.637	9.989
Rio Amazonas	33.914	36.571	774	1.429	17.659	4.651	94.999
Rio Paraná	6.322	9.061	2.110	2.015	194	43.142	62.844
Rio São Francisco	1.561	3.885	6.140	278	0	10.718	22.582
Rio Tocantins	1.908	7.433	3.738	40	30	13.163	26.312
Rio Uruguai	416	3.928	427	405	240	6.027	11.442
Totais por Estágio	48.322	69.221	16.735	5.161	18.834	86.703	244.976

1.2 Justificativa

Na grande parte dos empreendimentos que envolvem a construção de vertedouros é comum a prática da construção de um modelo físico no qual devem ser verificadas as condições gerais do escoamento, se existem perturbações não previstas pela teoria, avaliar ainda a capacidade de descarga e verificar as distribuições de pressões principalmente ao longo da estrutura do vertedouro. O modelo físico normalmente possibilita a correção de eventuais discrepâncias entre o pré-dimensionamento e a realidade e ainda possíveis otimizações de projeto.

O modelo físico então serve como ferramenta de auxílio aos projetistas de vertedouro, porém, ao longo dos últimos anos os modelos físicos têm sido construídos já na fase do projeto executivo, na qual a dinâmica de projeto é muito acelerada visto que a obra já está em andamento. Dessa maneira, o modelo físico, infelizmente, acaba podendo apenas tratar de problemas pontuais e possíveis otimizações acabam ficando em segundo plano. É nesse cenário que os modelos numéricos podem se tornar uma alternativa interessante.

Os modelos numéricos tem ganhado espaço principalmente devido à crescente evolução de capacidade computacional, o que tem permitido o desenvolvimento de modelos mais precisos e confiáveis.

Dentre os vários tipos de vertedouro, os de baixa queda são caracterizados pelo pequeno desnível entre os níveis de montante e jusante, fazendo com que os mesmos trabalhem em condições afogadas. Esse tipo de vertedouro é muito encontrado em usinas que apresentam uma baixa altura para geração energética, ou seja, que possuem barragens baixas, típicas da região Amazônica.

Nesse cenário, é de se esperar que a engenharia brasileira irá se deparar, nos próximos anos, com diversos empreendimentos possuidores de vertedouros com essa característica peculiar. Assim, é dentro dessa perspectiva que o presente trabalho busca verificar a viabilidade em se aplicar um modelo numérico, no caso o FLOW 3D[®], para auxílio no processo de projeto de vertedouros desse tipo.

1.3 Modelo Numérico

Para as simulações a serem realizadas foi utilizado o programa computacional FLOW 3D[®], desenvolvido pela companhia *Flow Science Inc.* Esse software é baseado no método dos volumes finitos, que visa a resolução tanto das equações de Reynolds quanto da equação da continuidade. O FLOW 3D[®] utiliza o método do *Volume of Fluid* (HIRT *et al*, 1981) para a discretização da superfície livre do escoamento. Esse método é capaz de excluir dos cálculos as células que não contribuem para o escoamento e assim acelerar a resolução do problema.

O FLOW 3D[®] é capaz de modelar escoamentos tridimensionais com contornos sólidos complexos devido ao desenvolvimento do método denominado “FAVOR” – *Fractional Area/Volume Obstacle Representation Method* (Hirt, 1985). Esse método aplica dois tipos de coeficientes de bloqueio aos termos das equações algébricas correspondentes a cada célula, um aos volumes e um às faces, indicando a fração do volume ou da face que participa efetivamente do escoamento.

Além dessa característica, o FLOW 3D[®] também é capaz de modelar escoamentos turbulentos através dos chamados modelos de turbulência. O programa apresenta diversos modelos a serem utilizados, cada qual com sua finalidade. No presente trabalho será utilizado o modelo de turbulência RNG (*Renormalized Group Model*) devido às características turbulentas do escoamento. Esse modelo aplica métodos estatísticos na derivação das equações das

quantidades turbulentas em termos médios. Ele é capaz de descrever escoamentos com zonas de grande turbulência mais adequadamente do que os outros modelos disponíveis (FLOW 3D, 2012).

1.4 Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar qual o nível de precisão com que as ferramentas de modelagem computacional presentes no *software* FLOW 3D® são capazes de reproduzir as características de um escoamento turbulento, com a presença de ressalto hidráulico e bacia de dissipação, passando por um vertedouro que apresente redução de sua capacidade de descarga devido aos altos níveis naturais de jusante. A pesquisa pode ser encarada com uma extensão do trabalho de FILL (2011), pois, partindo de suas conclusões o presente autor buscou um aprofundamento no âmbito dos vertedouros de baixa queda, além de avaliar os ganhos em precisão devido à possibilidade de se utilizar de um computador com capacidade de processamento consideravelmente superior.

As análises foram feitas tanto de maneira qualitativa (comportamento e aspecto geral do escoamento) quanto de maneira quantitativa, através de uma comparação com resultados de modelo físico previamente realizado.

1.4.1 Objetivos Específicos

Além do objetivo principal desse trabalho, é esperado que os resultados encontrados permitam a avaliação de outros aspectos como:

- Determinação do conjunto de condições de contorno mais adequado para esse tipo de simulação;
- Determinação de metodologia adequada para obtenção de resultados de qualidade.

2 REVISAO BIBLIOGRÁFICA

O dimensionamento de vertedouros é usualmente realizado de maneira teórica utilizando-se formulações definidas a partir de resultados experimentais obtidos em diversos estudos já realizados. Uma das principais formulações utilizadas está presente na publicação *Design of Small Dams* do *U. S. Bureau of Reclamation* (USBR, 1987).

O processo de tomada de decisão da solução ótima de engenharia para um vertedouro passa por alguns aspectos como as condições de descarga da estrutura (restituição por lançamento, bacia de dissipação, etc.), magnitude e frequência das cheias na região do aproveitamento, necessidade de regularização das vazões naturais e aspectos de amortecimento de cheias. Via de regra, as soluções mais simples são normalmente as mais efetivas.

A solução mais comumente adotada para os vertedouros de baixa queda constitui um vertedouro com um perfil vertente controlado por comportas radiais do tipo segmento. As comportas têm por objetivo garantir o nível de operação de montante da usina hidrelétrica e, uma vez do advento de uma cheia, as mesmas são abertas permitindo o escoamento controlado e seguro da vazão afluente.

A seguir são exemplificados os principais aspectos e características do dimensionamento de um vertedouro de baixa queda, bem como o estado da arte da modelagem numérica de vertedouros.

2.1 Vertedouro tipo Creager

Dentre os vertedouros possuidores de uma soleira vertente, um dos mais comuns é o tipo Creager. A geometria desse perfil é caracterizada por tentar reproduzir a porção inferior de um jato livre de vertedouro de parede delgada. Dessa maneira ele busca garantir que, para a vazão de projeto, as pressões na superfície do vertedouro sejam semelhantes à pressão atmosférica.

2.1.1 Geometria da crista

A geometria da crista do tipo Creager depende de alguns fatores. O primeiro deles é chamado carga de projeto, a qual representa a energia sobre a crista para a vazão de dimensionamento da crista do vertedouro. Ela é o principal elemento responsável pela geometria da crista.

O segundo aspecto que influencia na geometria da crista é a altura do paramento de montante do vertedouro, a qual caracteriza a velocidade de aproximação do vertedouro. O último aspecto é a inclinação do paramento de montante, a qual influencia nas condições finais de aproximação do vertedouro. A Figura 2.1 ilustra os principais elementos geométricos do perfil Creager sendo h_0 a carga piezométrica acima da crista, h_a a energia cinética do escoamento (em termos de coluna de água) e H_0 a chamada carga de projeto, sendo a última definida pela somatória da carga piezométrica e da energia cinética.

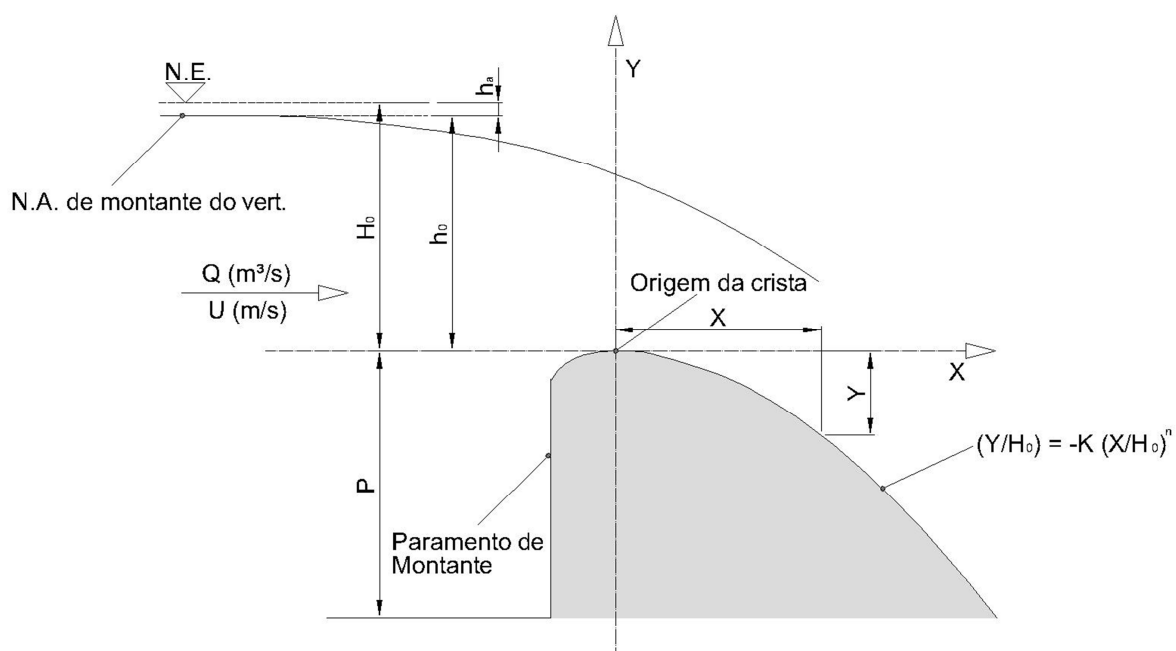


Figura 2.1 - Elementos de um perfil de vertedouro tipo Creager – adaptado de USBR (1987)

A geometria do perfil é dividida em duas partes, montante e jusante do ponto mais alto da soleira, a crista. A parte de montante, responsável pela aproximação do vertedouro, é definida por dois ou três raios consecutivos, cada um tendo seu centro e raio definido em função da carga de projeto H_0 . Já a parte de jusante é função não somente da carga de projeto, mas também da inclinação e altura do paramento de montante. Sua geometria é definida pela seguinte equação:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (2.1)$$

Nessa equação, K e n representam a influência da declividade do paramento de montante e de sua altura em relação ao fundo do canal de aproximação. Ambas as constantes são definidas pela Figura 2.2, na qual no eixo das abscissas é

representada a relação entre a energia cinética (h_a) e carga de projeto (H_0) e no eixo das ordenadas os respectivos valores das constantes K e n em função da declividade de montante do paramento do vertedouro.

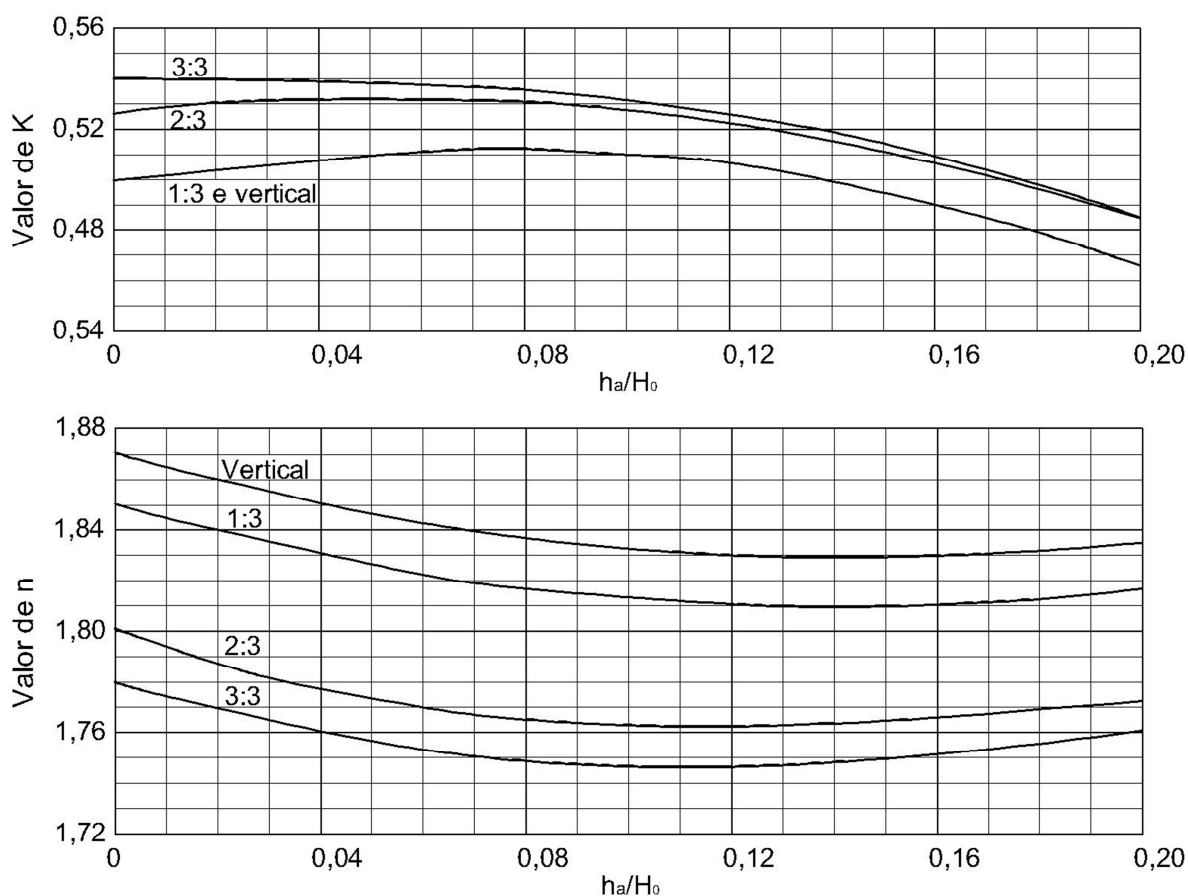


Figura 2.2 - Ábacos para definição dos parâmetros K e n presentes na equação 2.1 para a definição da geometria do perfil Creager - adaptado de USBR (1987)

2.1.2 Capacidade de Descarga

Segundo o USBR (1987), a capacidade de descarga de um vertedouro de soleira é definida pela seguinte equação:

$$Q = C_d L H_e^{3/2} \quad (2.2)$$

Onde:

- Q - vazão descarregada pelo vertedouro (m^3/s)
- C_d - coeficiente de descarga ($m^{1/2}/s$);
- L - largura do vertedouro (m);
- H_e - carga sobre a soleira, incluindo a energia de velocidade de aproximação (m).

O coeficiente de descarga C_d é variável e pode ser influenciado por uma série de fatores, como por exemplo: efeitos de contração dos pilares e encontros laterais, velocidades de aproximação, relação entre a real carga no vertedouro e a carga de projeto, inclinação do talude de montante do vertedouro, elevação da bacia de dissipação e cota dos níveis de jusante do vertedouro. A seguir cada um desses efeitos é detalhado.

2.1.2.1 Efeitos dos pilares e encontros laterais

A largura utilizada para o cálculo da descarga em vertedouros deve ser considerada levando-se em conta os efeitos de contração que pilares (no caso de vertedouros com controle de comportas) e encontros laterais ocasionam. Essas contrações fazem com que a largura efetiva de escoamento seja menor que a largura livre total do vertedouro. O cálculo da largura efetiva pode ser feito pela seguinte equação:

$$L_e = L - 2(NK_p + K_a)H_e \quad (2.3)$$

Onde:

- L_e - Largura efetiva de cálculo (m);
- L - Largura livre total do vertedouro (m);
- N - Número de pilares (vertedouro controlado);
- K_p - Coeficiente de contração de pilares;
- K_a - Coeficiente de contração dos encontros laterais;
- H_e - Carga sobre a crista do vertedouro.

Os coeficiente de contração de pilares (K_p) e dos encontros (K_a) podem ser estimados a partir de ábacos apresentados em USBR (1955). Vale ressaltar que esses coeficientes, principalmente o de encontros laterais, são aproximações e devem ser confirmados em modelos reduzidos devido ao ser alto grau de variabilidade.

2.1.2.2 Velocidade de aproximação

Para os vertedouros que apresentam uma velocidade de aproximação praticamente nula, ou seja, uma grande altura do paramento de montante, existe uma contração máxima vertical da parte inferior do jato sobre a crista. À medida que a altura do paramento diminui e, conseqüentemente, a velocidade de aproximação

aumenta, essa contração diminui, diminuindo assim também a capacidade de descarga do vertedouro. No limite em que essa altura é nula, o vertedouro tende a se comportar como um vertedouro de soleira espessa. A Figura 2.3 mostra a variação da capacidade de descarga de um vertedouro com paramento de montante vertical (C_0) em função da relação entre a carga de projeto do vertedouro (H_0) e a altura do paramento de montante (P).

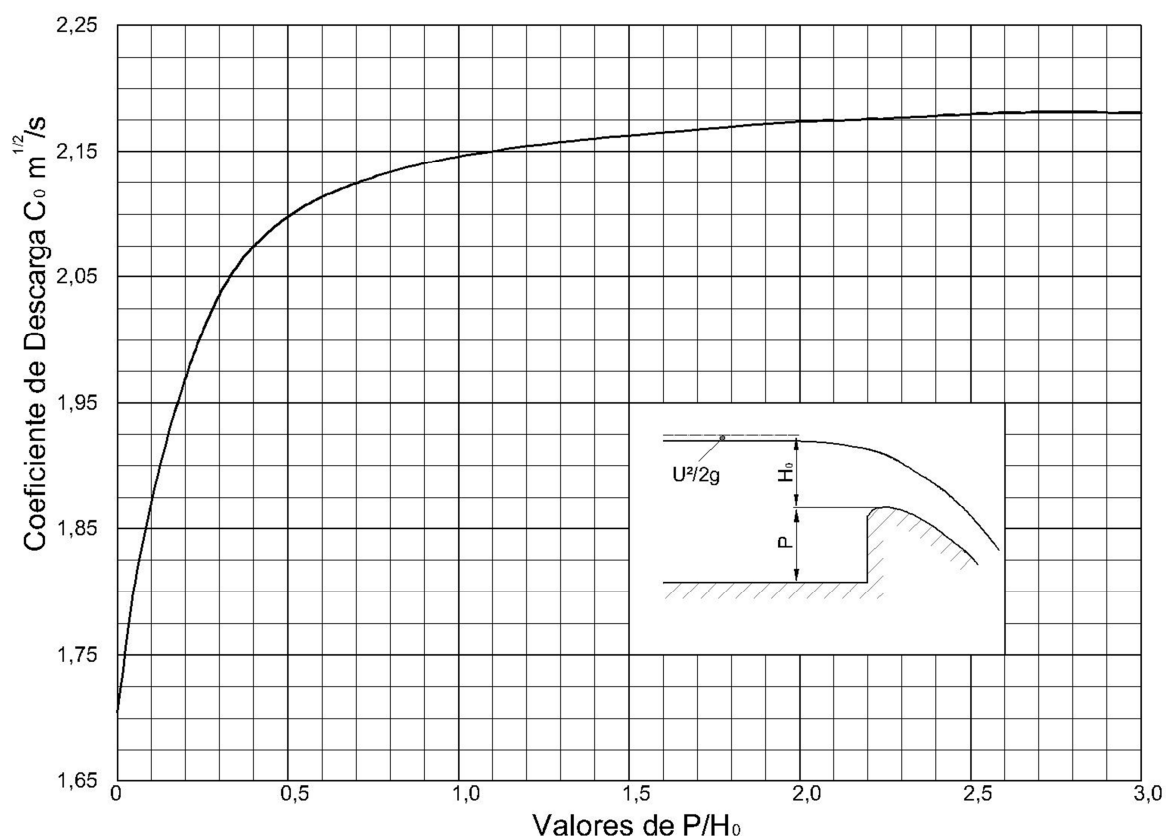


Figura 2.3 - Variação do coeficiente de capacidade de descarga com a altura do paramento de montante – adaptado de USBR (1987)

2.1.2.3 Relação entre a carga do vertedouro e a carga de projeto

No item 2.1.1 foi exposto que a geometria típica de um perfil de vertedouro do tipo Creager é definida pelo perfil do jato livre sobre um vertedouro retangular de crista delgada. Isso implica que as pressões na base inferior do jato se aproximam da pressão atmosférica.

Durante a operação do vertedouro, a passagem da cheia definida para a carga de projeto é apenas uma das diversas possibilidades às quais o funcionamento do vertedouro está sujeito. Em termos práticos haverá cenários em que o escoamento ocorrerá com cargas maiores e menores que a carga de projeto. Para as situações em que a carga é menor que a carga de projeto as pressões na crista

do vertedouro são maiores que a pressão atmosférica, fazendo assim com que exista uma resistência da crista ao escoamento e consequente diminuição do coeficiente de descarga definido para a carga de projeto.

Quando a carga do escoamento é maior que a carga de projeto o efeito se inverte. As pressões na crista acabam se tornando negativas ocasionando assim um efeito de sucção que aumenta a eficiência do perfil, aumentando assim seu coeficiente de descarga. A Figura 2.4 mostra como se comporta essa variação. No eixo das abscissas temos a relação entre a carga do vertedouro (H_e) e a carga de projeto (H_0) e no eixo das ordenadas a relação entre o coeficiente de descarga corrigido (C) e o coeficiente de descarga referente a carga de projeto (C_0). Para uma relação H_e/H_0 unitária também temos uma relação C/C_0 unitária, ou seja, a situação original de dimensionamento do vertedouro.

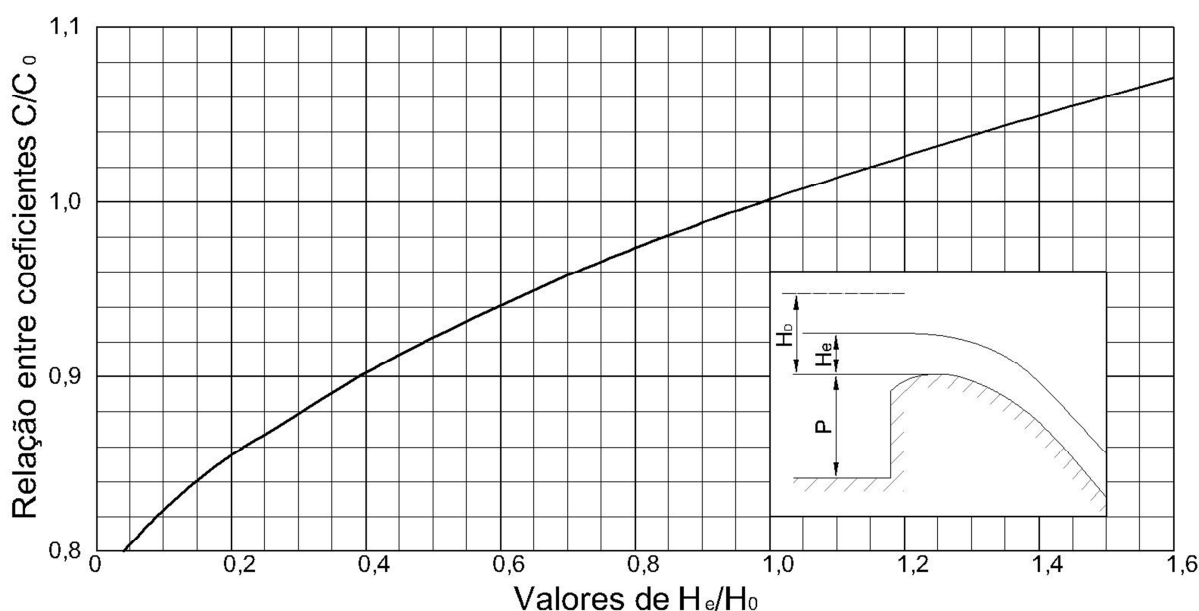


Figura 2.4 - Variação do C_0 com a relação entre carga real e carga de projeto – adaptado de USBR (1987)

Na busca de um dimensionamento otimizado do vertedouro é de comum prática que a carga de projeto adotada para o perfil vertente seja inferior à carga correspondente à cheia de projeto. Dessa maneira existe uma economia em termos dos custos de materiais, uma vez que a crista será tão mais compacta quanto menor for a carga de projeto. Porém, dois efeitos devem ser observados para que não haja um mau funcionamento do vertedouro. O dimensionamento nessas condições deve se preocupar em não aproximar demasiadamente as pressões de funcionamento do vertedouro das pressões de cavitação, ou poderão existir efeitos destrutivos na

estrutura. Embora teoricamente as pressões possam atingir valores tão baixos quanto os valores de pressão de cavitação, HENDERSON (1966) e POHV *et al* (2002) já assinalaram que, antes que se encontrem efeitos de cavitação, o escoamento acaba por se separar da crista, fazendo com que os ganhos de capacidade de descarga sejam perdidos. A Figura 2.5 mostra a condição de separação.

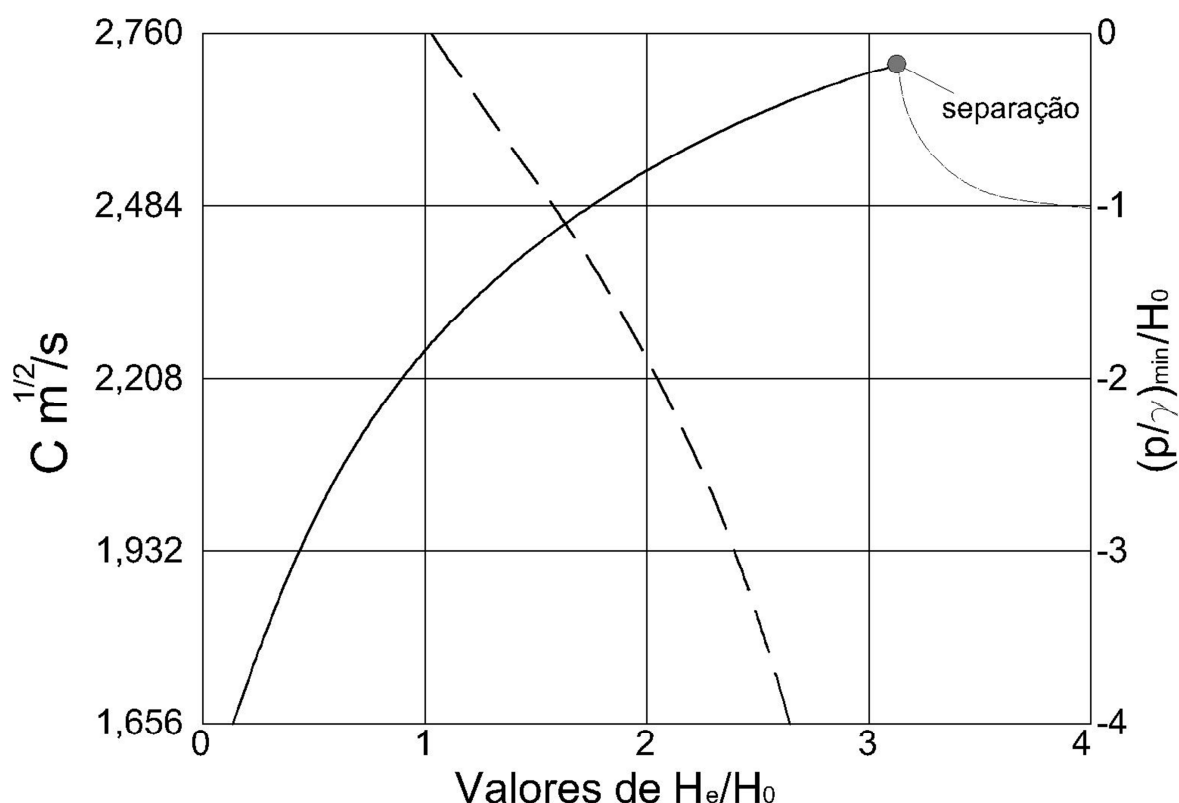


Figura 2.5 - Condição de separação do escoamento – adaptado de HENDERSON (1966)

Na Figura 2.5 o eixo das abscissas representa a relação entre a carga do vertedouro H_e e a carga de projeto do vertedouro H_0 , já no eixo vertical esquerdo são representados os diferentes valores de coeficiente de descarga em função da relação H_e/H_D (função da linha contínua) enquanto que no eixo vertical direito é apresentada, também em função da relação H_e/H_d , a relação (função da linha tracejada) entre o valor mínimo de pressão $(p/\gamma)_{min}$ esperada na crista e a carga de projeto H_0 . Assim, analisando-se a curva da variação do coeficiente de descarga é possível chegar à conclusão que deve existir uma separação do escoamento para cargas sobre o vertedouro cerca de três vezes maiores que a carga de projeto.

2.1.2.4 Inclinação do paramento de montante

A inclinação do paramento de montante também tem influência na capacidade de descarga de um vertedouro. A Figura 2.6 mostra a variação do coeficiente de descarga para três inclinações típicas. É possível ver por essa figura que para o caso de vertedouros de baixa queda, nos quais a altura P é normalmente reduzida, taludes mais inclinados são recomendados para aumentar a eficiência do vertedouro, além de que essa inclinação evita também o surgimento de vórtices de grande intensidade.

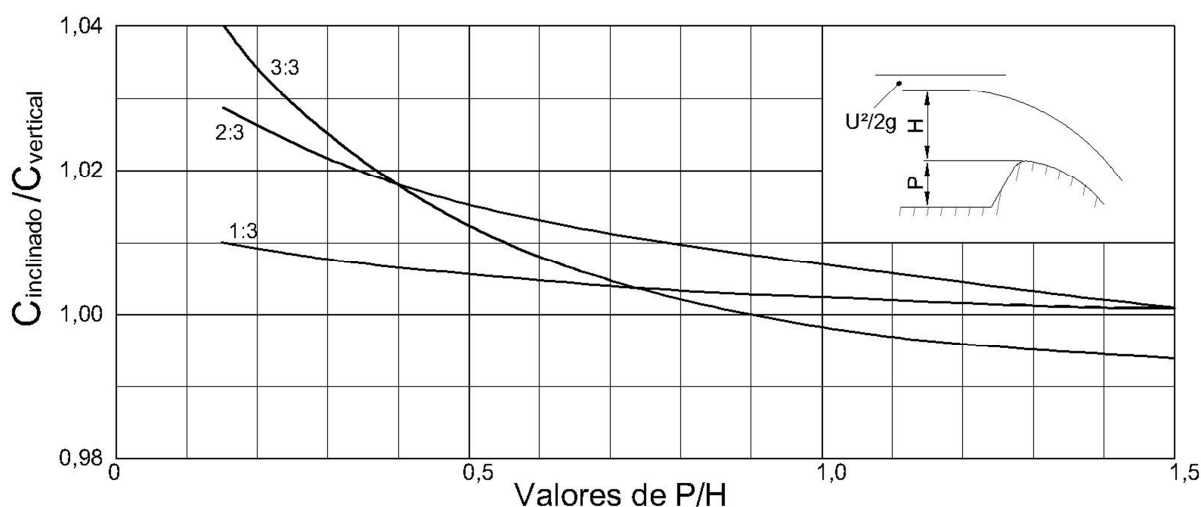


Figura 2.6 - Influência do talude de montante na capacidade de descarga de um vertedouro - adaptado de USBR (1987)

2.1.2.5 Redução da capacidade de descarga

Para alguns tipos de vertedouro, os níveis de água a jusante podem apresentar valores altos o suficiente a ponto de afetar a capacidade de descarga do vertedouro, quando o mesmo é comparado, por exemplo, com um vertedouro de encosta. Dentre os diversos estudos realizados sobre esse assunto, merece destaque a publicação do *United States Bureau of Reclamation* reproduzida parcialmente na publicação USBR (1987).

Essa publicação divide em cinco as possíveis condições que podem ocorrer em um escoamento a jusante da crista do vertedouro. O primeiro é o mais comum e simples o qual continua supercrítico até ser restituído ao leito do rio, por exemplo por um defletor. O segundo tipo é a ocorrência de um ressalto hidráulico parcialmente formado à jusante da crista. O terceiro é caracterizado pela formação de um ressalto hidráulico completo, condição ideal para dissipação de energia do escoamento,

sendo essa a condição muitas vezes buscada no dimensionamento de um vertedouro com bacia de dissipação.

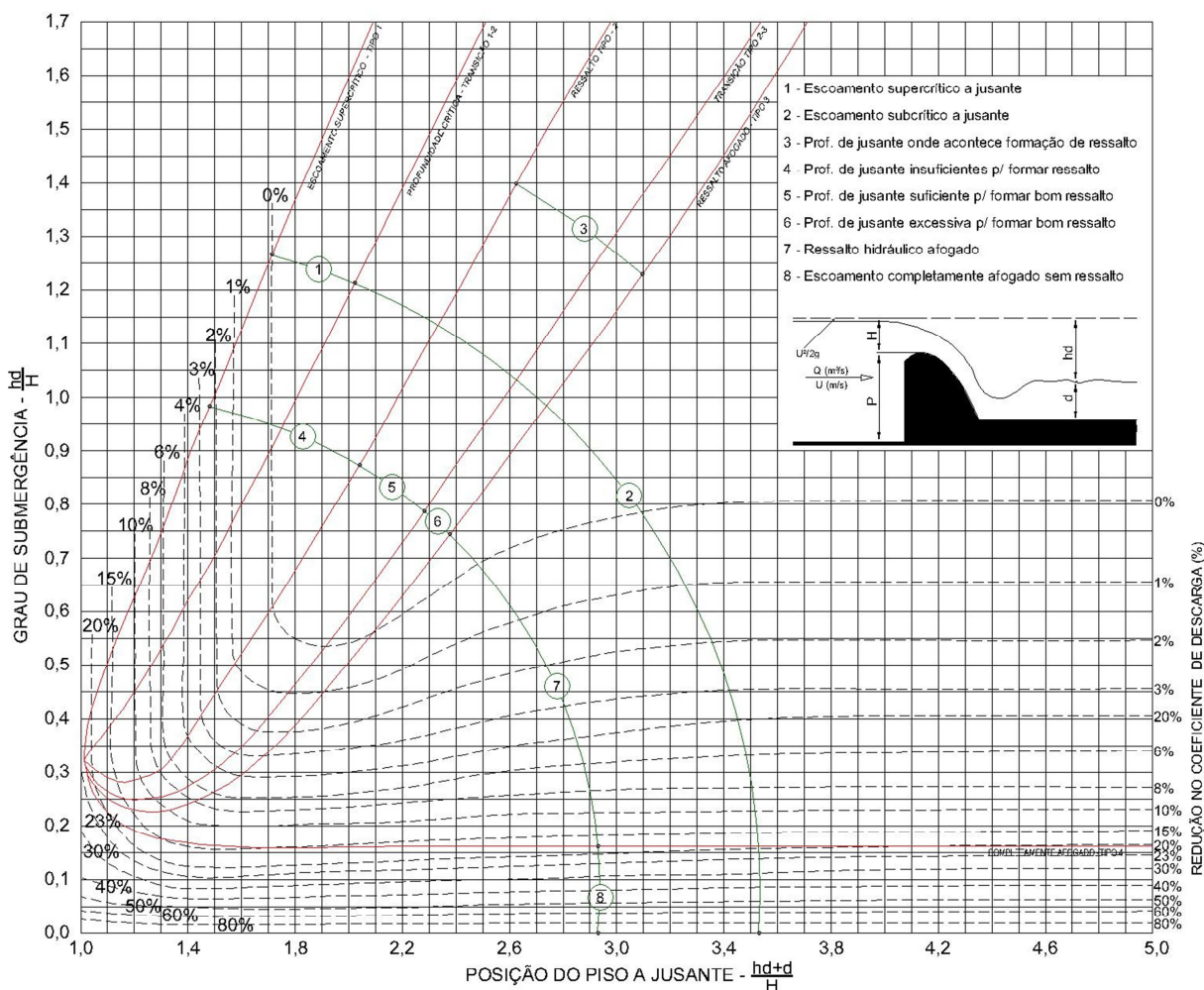


Figura 2.7 - Âbaco de redução da capacidade de descarga – adaptado de USBR (1987)

No quarto tipo de escoamento os níveis de jusante começam a ser elevados o suficiente e há a existência de um ressalto hidráulico afogado, no qual a parte principal do escoamento forma uma corrente submersa dentro da massa de água a jusante do vertedouro. O quinto e último tipo de escoamento é caracterizado pela não formação de um ressalto hidráulico, ou seja, o escoamento apenas apresenta uma pequena aceleração na região da crista do vertedouro e em seguida encontra a massa de água a jusante, criando uma turbulência. Esse último escoamento é característico de vertedouros com extremo grau de afogamento.

A responsabilidade pela redução da capacidade de descarga por efeitos de jusante pode ser dividida em duas partes: 1) efeito da proximidade da cota do piso de jusante em relação a crista do vertedouro e 2) efeito do nível de água a jusante da estrutura. Ambas as situações diminuem a capacidade de descarga pelo mesmo

efeito, o aumento de pressão na crista. Esse aumento de pressão diminui a capacidade de sucção da crista, diminuindo assim sua capacidade de descarga. Essa diminuição também pode ser encarada como a existência de uma inércia adicional a jusante do vertedouro a qual o escoamento passante pela crista tem que vencer, ou seja, o mesmo irá precisar de uma maior energia a montante pra conseguir escoar para jusante, uma vez que tem que superar essa inércia. A Figura 2.7 (USBR, 1987) apresenta um ábaco para cálculo da redução de capacidade de descarga em função do grau de afogamento e da posição relativa do piso de jusante. O grau de afogamento é definido pela relação entre a diferença entre o nível de montante e jusante e carga sobre a soleira.

Analisando-se a Figura 2.7 é possível verificar que as linhas verticais representam o efeito da cota do piso de jusante uma vez que qualquer variação no grau de submergência não afeta a capacidade de descarga. À medida que a relação $(h_d+d)/H_e$ se aproxima de 1,0, ou seja, que o piso se aproxima da crista, a redução do coeficiente de descarga é da ordem de 23%. Essa redução leva um coeficiente de descarga típico da ordem de 2,2 para um valor perto de 1,7, o qual é o coeficiente típico de um vertedouro de soleira espessa.

Da mesma maneira, é possível concluir que as linhas horizontais caracterizam o efeito de redução da capacidade de descarga pelos altos níveis de submergência, ou seja, elevados níveis de água a jusante do vertedouro. Para valores de $(h_d+d)/H_e$ maiores que 1,7 o piso de jusante já não afeta mais a capacidade de descarga e para valores menores que 1,7, a redução de capacidade ocorre pelo efeito combinado dos dois fatores.

2.2 Dinâmica dos fluidos computacional

O dinâmica dos fluidos computacional, também conhecida em inglês como *Computational Fluid Dynamics (CFD)*, é o ramo da computação que tem por finalidade utilizar métodos computacionais para a simulação do comportamento dos fluidos, sejam eles líquidos ou gasosos. No caso específico das aplicações em engenharia hidráulica o fluido de interesse é a água.

A modelagem computacional possui diversas aplicações no Âmbito da engenharia civil como, por exemplo, a modelagem de um remanso em um rio para definição de curvas-chaves em locais de interesses de aproveitamentos hidrelétricos, a determinação de um campo de velocidades no plano horizontal quando da

existência de uma ensecadeira a qual estrangula o rio e também a modelagem de um escoamento de um vertedouro com ressalto hidráulico.

Cada uma das aplicações citadas possuiu uma abordagem computacional distinta, ou seja, podem ser solucionadas com um modelo computacional diferente.

Os modelos numéricos podem ser divididos em três grandes grupos, cada um capaz de modelar o comportamento do fluido de uma maneira distinta. São eles os modelos unidimensionais, bidimensionais e os tridimensionais. Os modelos são classificados dessa maneira baseados na abrangência de suas respectivas equações de movimento dos fluidos. Assim, o modelo unidimensional é apenas capaz de calcular as variáveis do escoamento em uma direção, o bidimensional em duas e o tridimensional em três.

O bom uso dos modelos computacionais passa por um processo de aprendizado no qual o usuário necessita conhecer, com certo grau de profundidade, a teoria hidráulica por trás do modelo que será usado. É apenas em posse desse conhecimento que o usuário será capaz de utilizar adequadamente um modelo, uma vez que assim o mesmo será capaz de avaliar as simplificações existentes, ou seja, se o modelo é ou não capaz de resolver o problema em questão. Com isso, o usuário será capaz também de decidir adequadamente qual modelo é o mais adequado para determinado problema, evitando tanto a obtenção de resultados equivocados como também a utilização de modelos complexos demais para determinada situação (SAVAGE 2001). Por exemplo, não há a necessidade de utilizar um modelo tridimensional completo para avaliar a perda de carga em um canal trapezoidal simples.

A dinâmica de fluidos computacional traz vários benefícios dentro das aplicações do ramo da engenharia. Um exemplo disso é a facilidade que o usuário tem na extração de dados das variáveis de um escoamento. Enquanto em um modelo físico o processo de medição deve ser meticuloso e, por essa razão, dispendioso em tempo, no modelo numérico todas as variáveis em todos os pontos do escoamento estão disponíveis para análise, fazendo com que a visão e entendimento do escoamento como um todo fiquem facilitados (JOHNSON 2006).

Assim, o modelo numérico tem sido um aliado importante no processo de projeto de usinas hidrelétricas, ajudando em processos de dimensionamento de estruturas hidráulicas como vertedouros e a determinação do comportamento hidráulico de um desvio de rio. Antigamente, a análise detalhada desses itens

demandava análises em modelos físicos, as quais, via de regra, demandam um maior tempo. Como apontado por Li (2011) e GRUBE e FILL(2008), hoje em dia é possível realizar análises preliminares em modelos numéricos as quais são capazes de direcionar de maneira mais efetiva os estudos detalhados em modelos reduzidos, eliminando alternativas não atraentes logo de início.

Aliados à grande evolução em capacidade de processamento dos computadores modernos, esses pontos levantados tem tornado cada vez mais promissoras e viáveis as aplicações da dinâmica de fluidos computacional nos mais diversos ramos da engenharia (CARVALHO 2008).

2.2.1 Equações governantes dos fluidos

O comportamento de um fluido como a água pode ser descrito pela equação da continuidade e pelas equações de Navier-Stokes, formuladas a partir da equação da quantidade de movimento. A seguir, ambas são apresentadas considerando-se um escoamento tridimensional e fluido incompressível.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = g_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = g_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = g_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \quad (2.7)$$

As equações de Navier-Stokes representam o equilíbrio entre a parcela de transporte de quantidade de movimento (parte esquerda de equação) e as forças gravitacionais, de pressão e viscosas (parte direita).

Segundo FILL (2011), para que seja possível a resolução consistente das equações de Navier-Stokes para escoamentos turbulentos, é necessário que o problema seja resolvido até a escala nas quais as tensões viscosas sejam relevantes para os fenômenos físicos existentes no escoamento, ou seja, em escalas capazes de resolver os vórtices onde ocorre a dissipação viscosa. Em termos de modelagem numérica isso significa ter uma discretização do volume de controle com elementos de pelo menos um quarto da dimensão de tais vórtices.

A partir da relação entre a escala de comprimento de Kolmogorov e a escala integral do comprimento, ambas no âmbito das escalas de turbulência, é possível chegar à seguinte equação, a qual representa uma aproximação do número de pontos de discretização necessários para resolução das equações de Navier-Stokes em um escoamento turbulento em função do número de Reynolds do escoamento (McDonough, 2004).

$$N \sim Re^{\frac{9}{4}} \quad (2.8)$$

A partir dessa relação é possível concluir que para um escoamento turbulento típico com número de Reynolds da ordem de 10^7 seria necessária a resolução de 10^{16} equações simultâneas a cada iteração. Tal demanda matemática ainda está longe da capacidade computacional existente.

Para se contornar esse problema é usual utilizar a chamada decomposição de Reynolds. Esse artifício consiste em reescrever as equações de Navier-Stokes em termos de quantidades médias de pressão e velocidade. Para tal, as velocidades e pressões são discriminadas em dois termos, um representando o valor médio da variável e outro a flutuação turbulenta, como segue.

$$u(t) = U + u' \quad (2.9)$$

$$v(t) = V + v' \quad (2.10)$$

$$w(t) = W + w' \quad (2.11)$$

$$p(t) = P + p' \quad (2.12)$$

Onde u , v e w são as componentes da velocidade e p das pressões. Importante salientar que as médias temporais de u' , v' , w' e p' , bem como suas derivadas são nulas. Assim, inserindo essas relações nas equações de Navier-Stokes e na equação da continuidade, através de manipulações algébricas é possível obter as chamadas equações de Reynolds, ou em inglês, *Reynolds Averaged Navier-Stokes equations (RANS)*. A equação da continuidade permanece inalterada.

$$\frac{\partial U}{\partial t} + u \frac{\partial U}{\partial x} + v \frac{\partial U}{\partial y} + w \frac{\partial U}{\partial z} = g_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \overline{u'^2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial z} \right) \quad (2.13)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + u \frac{\partial V}{\partial x} + v \frac{\partial V}{\partial y} + w \frac{\partial V}{\partial z} = g_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \overline{v'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'^2}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial z} \right) \quad (2.14)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + u \frac{\partial W}{\partial x} + v \frac{\partial W}{\partial y} + w \frac{\partial W}{\partial z} = g_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \overline{w'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{w'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w'^2}}{\partial z} \right) \quad (2.15)$$

Analizando as equações de Reynolds se percebe que foram criados novos termos, os quais representam as variações turbulentas do escoamento. Tais termos criam a necessidade de equações adicionais para resolução do problema, uma vez que apenas as equações de Reynolds e a equação da continuidade não oferecem número suficiente de equações para resolução do sistema. Essas equações adicionais são fornecidas pelos chamados modelos de turbulência.

2.2.2 Modelos de Turbulência

O escoamento de fluidos pode ser dividido em dois tipos principais, o escoamento laminar e o escoamento turbulento (CHOW, 1959). No escoamento laminar, o escoamento do fluido é bem comportado e camadas adjacentes de fluido deslizam umas sobre as outras ordenadamente fazendo com que, para uma dada condição de contorno, o escoamento é considerado como permanente, ou seja, não apresenta variações temporais de suas características. Esse comportamento é característico de escoamentos com números de Reynolds relativamente baixos e inferiores a um determinado valor crítico. Para números de Reynolds altos a inércia do fluido se sobrepõe aos efeitos das tensões viscosas tornando instável o movimento laminar (WILCOX, 1994), fazendo então com que o escoamento passe a ser turbulento.

Os escoamentos turbulentos são distintos dos escoamentos laminares. Nesse tipo de escoamento as partículas não mais se movimentam de maneira ordenada, mas sim aleatória. Esse comportamento faz com que, mesmo para uma determinada condição de contorno, as velocidades e todas as outras características físicas, variem de maneira caótica. Dessa maneira, esse tipo de escoamento também é classificado como transiente e medições das variáveis do escoamento podem apresentar um comportamento típico como apresentado na Figura 2.8, na qual se tem uma função velocidade média U não variável ao longo do tempo, a qual representa um escoamento permanente, e a função u' , representando as flutuações da velocidade em um escoamento tipicamente turbulento.

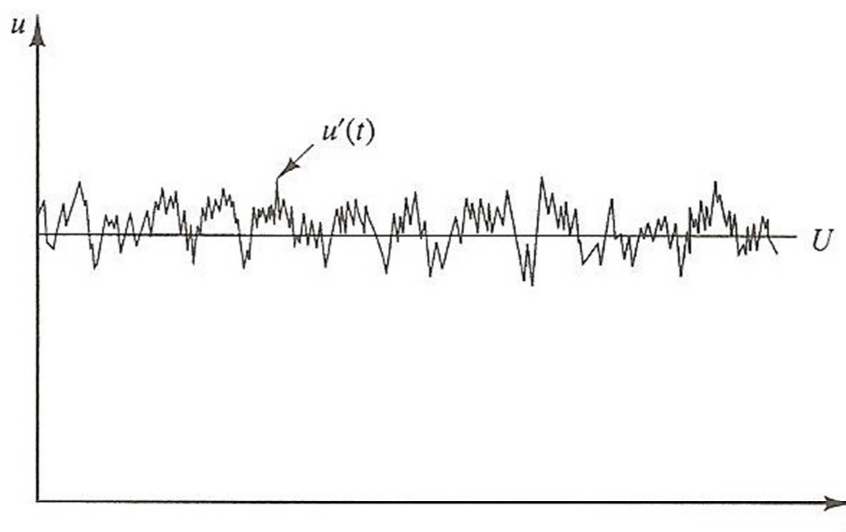


Figura 2.8 - Medição típica da velocidade em um escoamento turbulento

Segundo VEERSTEG (1995) a turbulência pode ser vista como a combinação de vórtices aleatórios e instáveis que possuem tamanhos variando desde a ordem de grandeza do escoamento, como por exemplo o diâmetro de uma tubulação, até vórtices de dimensões de décimo ou centésimo de milímetros.

Os vórtices de todos os tamanhos se sobrepõem no espaço, sendo que os vórtices menores são carregados pelos maiores, criando assim um efeito em cascata que transfere a energia cinética dos vórtices maiores para os vórtices menores até que esses vórtices menores se transformem em calor através das interações de viscosidade em escala molecular. Por essa razão, é possível afirmar que os escoamentos turbulentos possuem sempre um caráter dissipativo.

Essas características caóticas, aliadas ao complexo comportamento da turbulência, fazem com que esse seja um fenômeno para o qual até hoje não se tenha uma formulação física bem definida. Mesmo assim, ao longo dos anos foram desenvolvidos diversos modelos de turbulência com o intuito de desenvolver uma descrição matemática que descrevesse satisfatoriamente o comportamento desse fenômeno. A primeira tentativa foi feita por Boussinesq em 1877 na qual ele introduziu o conceito de viscosidade turbulenta, em analogia com a equação das tensões viscosas de um fluido. A principal característica desse modelo é que enquanto a viscosidade cinemática, segundo a teoria da cinética dos gases, é uma característica de cada fluido, a viscosidade turbulenta é uma característica do

escoamento e varia pontualmente dentro do próprio escoamento (VEERSTEG, 1995).

Em 1925, Prandtl consolidou o conceito de comprimento de mistura, o qual representaria a escala de turbulência dos grandes vórtices. Assim, Prandtl foi capaz de expressar a viscosidade turbulenta em termos de uma variável com mais fundamentação física, entretanto, esse tipo de abordagem também é subjetiva. Por essa razão Prandtl em 1945 postulou um modelo no qual a viscosidade turbulenta é função da energia cinética das flutuações turbulentas. Essa consideração faz com que seja levado em conta o fato da viscosidade turbulenta ser função pontual do escoamento. Mesmo com essa inovação, o modelo de Prandtl, e outros semelhantes, ainda necessitam que seja conhecida alguma informação característica do escoamento, ou seja, em uma simulação, apenas a imposição das condições de contorno não é o suficiente.

O próximo passo então no desenvolvimento dos modelos de turbulência se deu pela criação dos chamados modelos de duas equações, os quais então superam a limitação dos modelos anteriores e passam a serem capazes de simular a turbulência de um escoamento tendo apenas como informação inicial as condições de contorno. Dentro desses modelos o que merece maior destaque é modelo idealizado por Jones e Launder em 1972 (e revisto em 1974) denominado **Modelo k-ε padrão**. Esse modelo, segundo VEERSTEG (1995), é o modelo mais utilizado pela comunidade científica e também o que sofreu a maior quantidade de validações ao longo dos anos. Por essa razão, sua utilização é recomendada para as aplicações em escoamentos típicos dos problemas de engenharia.

O modelo k-ε padrão simula a viscosidade turbulenta através de duas equações diferenciais parciais, as quais descrevem o comportamento da energia cinética turbulenta (κ) e da taxa de dissipação de energia dos vórtices (ϵ). As equações base do modelo são descritas abaixo:

- Viscosidade cinemática turbulenta

$$\nu_T = C_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \quad (2.16)$$

- Energia cinética turbulenta

$$\frac{\partial k}{\partial t} + U_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \tau_{ij} \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \epsilon + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_T}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] \quad (2.17)$$

- Taxa de dissipação turbulenta

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + U_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} \tau_{ij} \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_T}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] \quad (2.18)$$

- Coeficientes empíricos do modelo

$$C_{\varepsilon 1} = 1,44; C_{\varepsilon 2} = 1,92; C_\mu = 0,09; \sigma_k = 1,0 \text{ e } \sigma_\varepsilon = 1,3 \quad (2.19)$$

Mais recentemente Yakhot e Orszag em 1986, através de técnicas advindas da teoria de renormalização de grupos, desenvolveram o chamado modelo k- ε RNG. Esse modelo apresenta as mesmas equações para a energia cinética turbulenta e para a taxa de dissipação turbulenta do modelo k- ε padrão, porém utiliza um coeficiente $C_{\varepsilon 2}$ modificado definido pelas seguintes equações.

$$C_{\varepsilon 2} = \tilde{C}_{\varepsilon 2} + \frac{C_\mu \lambda^3 (1 - \lambda/\lambda_0)}{1 + \beta \lambda^3} \text{ onde } \lambda = \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{2 S_{ij} S_{ji}} \text{ e } S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) \quad (2.20)$$

Com essa nova formulação, os coeficientes empíricos do modelo também sofreram pequenas modificações, sendo:

$$C_{\varepsilon 1} = 1,42; \tilde{C}_{\varepsilon 2} = 1,68; C_\mu = 0,085; \sigma_k = 0,72 \text{ e } \sigma_\varepsilon = 0,72 \\ \beta = 0,012; \lambda_0 = 4,38 \quad (2.21)$$

Segundo WILCOX (1994), a aplicação de cada um dos vários tipos de modelo de turbulência deve ser analisada caso a caso levando-se em conta qual o nível de detalhe em que se necessita simular o fenômeno da turbulência. A utilização dos modelos mais complexos não necessariamente é o passo mais adequado uma vez que os mesmos necessitam de uma demanda computacional consideravelmente superior aos modelos mais simples, como o modelo de comprimento de mistura de Prandtl. Dessa maneira, cabe ao engenheiro determinar o modelo mais adequado para a resolução do problema a ser modelado.

2.2.3 Estado da arte da modelagem numérica de vertedouros

Nos últimos anos vários foram os trabalhos que buscaram validar de alguma maneira a modelagem numérica de escoamentos em vertedouros. SAVAGE (2001) construiu um modelo físico de acrílico de um vertedouro com salto de esqui no qual

simulou 11 condições diferentes de escoamento e as comparou com um modelo numérico e com ábacos de cálculo elaborados pelo *United States Army Corps of Engineers (USACE)* e pelo *United States Bureau of Reclamation (USBR)*, comumente utilizados na fase de pré-dimensionamento de vertedouros. O modelo numérico em questão foi o FLOW 3D[®] sendo que o autor utilizou o modelo de turbulência RNG. Seus resultados mostram que o modelo numérico apresentou diferenças da ordem de 1% na capacidade de descarga do vertedouro, quando comparado com o modelo físico, para vazões da mesma ordem de magnitude da vazão de dimensionamento, ou seja, que possuem relação entre a carga sobre a soleira e a carga de projeto (H_e/H_d) superior a 0,7. Para vazões com relação H_e/H_d menor que 0,7 os erros na capacidade de descarga crescem rapidamente chegando a um erro máximo de cerca de 12% para uma relação H_e/H_d igual a 0,1. Esses erros são parcialmente explicados pela discretização do escoamento pela malha de elementos uma vez que quanto menor a vazão de escoamento menor a lâmina de água sobre a crista do vertedouro e, conseqüentemente, menos elementos da malha são utilizados na discretização do escoamento. Exemplificando o exposto, uma determinada malha apresenta uma discretização do escoamento dez vezes maior para uma vazão de relação H_e/H_d igual a 1 do que para uma relação H_e/H_d de 0,1. Adicionalmente foram comparadas medições de pressões ao longo da ogiva e foi encontrado um erro considerado satisfatório, uma vez que a tendência geral da linha piezométrica permaneceu muito semelhante entre os modelos. Sendo assim, mesmo com esses erros, SAVAGE (2001) conclui que os resultados são adequados. Entretanto, fica evidente que, dependendo das características do modelo, há a possibilidade de que uma malha de elementos única não atenda a todas as simulações, ou seja, cada caso de escoamento distinto deve sofrer sua própria avaliação para que sejam minimizados os erros decorrentes da discretização de malha.

JOHNSON (2006) utilizou-se da mesma metodologia e modelo agora para avaliar dois vertedouros com ressaltos hidráulicos a jusante para vazões com relação H_e/H_d entre 0,2 e 1,2 e chegou a conclusões semelhantes na qual a máxima diferença de capacidade de descarga entre o modelo numérico e físico foi de 2,8%, tendo a média permanecido em torno de 1,1%. Mesmas conclusões também foram retiradas das análises comparativas de distribuições de pressão nas quais se obteve um erro médio em torno 1,6%. Adicionalmente, foi realizada uma análise

comparativa na qual o modelo numérico foi realizado em tamanho do protótipo e seus dados então comparados com o modelo físico. Nesse novo modelo os erros em termos de pressão chegaram a 8%, ou seja, foram ligeiramente maiores em comparação com o modelo numérico em escala, o qual obteve um erro máximo de 6,7%, levantando a questão de qual seria a melhor alternativa em termos de modelagem numérica.

DARGAHI (2006) fez avaliações adicionais utilizando o *software* FLUENT (pacote ANSYS®) e modelo de turbulência RNG nas quais, ao invés de comparar as distribuições de pressões ao longo da estrutura com dados de modelo físico, comparou os perfis de velocidades ao longo de onze seções do modelo e a intensidade turbulenta perto dos contornos sólidos. Seus resultados chegaram a erros máximos das medições de velocidade de 4,5% e assim mostraram que os modelos numéricos também são capazes de representar essas grandezas de maneira satisfatória.

GRUBE e FILL (2008) utilizaram o modelo FLOW 3D®, com modelo de turbulência k- ϵ padrão, para fazer a modelagem de três vertedouros de três usinas distintas: UHE São Salvador (Brasil), Presa Picachos (México) e UHE Chaparral (El Salvador) na qual se buscou avaliar tanto as condições de aproximação aos vertedouros quanto o escoamento pela estrutura em si. Foram identificadas dificuldades em simular as condições de aproximação uma vez que se concluiu pela necessidade de uma discretização elevada demais para a capacidade computacional disponível. Quanto à capacidade de descarga foi observada uma diferença máxima de 4% entre os valores obtidos pelo modelo numérico e o modelo reduzido. Já em relação à distribuição de pressões ao longo da estrutura, foi feita uma análise qualitativa apenas da Presa Pichachos e se observou que os resultados eram semelhantes aos resultados de modelo físico.

CHANEL (2008) desenvolveu três modelos físicos com o vertedouro operando de maneira livre e os reproduziu utilizando um modelo numérico (FLOW 3D®) buscando avaliar a compatibilidade entre os resultados. A maioria das simulações mostrou que a diferença de capacidade de descarga entre os modelos numérico e físico foi da ordem de 3% a 4%, porém chegou-se a diferenças de 20% para vazões muito baixas, levantando novamente a questão da necessidade de malhas diferentes para cada caso a ser simulado. Foram analisadas também, apenas de maneira qualitativa, as distribuições de pressões e perfis de linha de água, com as

quais foi possível concluir pela ótima representação do modelo físico pelo modelo numérico. Além disso, CHANEL concluiu que a densidade de malha necessária para a reprodução da capacidade de descarga e das distribuições de pressões é significativamente superior à densidade necessária apenas para reprodução do perfil da linha de água.

FILL (2011) realizou um estudo comparativo de um vertedouro da UHE São Salvador entre o modelo físico e o modelo numérico (FLOW 3D[®]) com o modelo de turbulência k- ϵ padrão, buscando avaliar as diferenças encontradas nas grandezas de pressões, velocidades e níveis de água na ogiva do vertedouro e na bacia de dissipação. Também realizou uma análise de sensibilidade em relação à malha de elementos e às rugosidades das superfícies. Em termos de capacidade de descarga foram avaliadas três vazões distintas, com erros variando entre 0,4% para a vazão de dimensionamento e 7% para vazões mais baixas. Já quando foram analisadas as distribuições de pressão o erro máximo encontrado na crista foi de 0,77 m.c.a. FILL também verificou que a partir de um certo momento a discretização adicional da ogiva já não parecia mais afetar a qualidade dos resultados de distribuição de pressões. Com esses resultados, FILL conclui que o FLOW 3D[®] é uma ferramenta bastante útil nas etapas iniciais do projeto, ou seja, na fase de dimensionamento preliminar das estruturas e que, principalmente para estruturas de maior porte, ainda é recomendável e desejável a realização de ensaios em modelo físico.

Na busca pela validação dos modelos numéricos não só a ratificação da capacidade de reprodução de coeficientes de descarga, pressões nas calha e perfis de linha de água foi encontrada, mas diversas outras constatações foram realizadas.

Dentre várias, pode-se citar a análise realizada por CARVALHO (2009) a qual, através da simulação da calha de um vertedouro em degraus, foi possível calcular, adicionalmente aos resultados principais, as forças de pressões decorrentes do escoamento se chocando com os degraus da calha, tanto a montante quanto a jusante dos respectivos degraus. Com isso CARVALHO(2009) calculou a força resultante atuante e foi capaz de determinar o coeficiente de arraste do degrau. Comparando esse coeficiente com o encontrado na literatura concluiu então que o modelo numérico foi capaz de simular satisfatoriamente as forças de impacto no degrau.

Ao se analisar os trabalhos apresentados observa-se que os erros nas simulações numéricas, em termos de reprodução de capacidade de descarga,

variaram consideravelmente, indo de valores da ordem de 0,5% até 20% em alguns casos extremos. Entretanto, fica claro também que os erros estão muito atrelados à qualidade da simulação, ou seja, principalmente em relação à qualidade da malha. Isso é evidente uma vez que os erros de menor magnitude (0,5% a 3%) sempre ocorreram para vazões perto da vazão de dimensionamento e os erros maiores sempre para vazões baixas. Assim, é possível teorizar que, uma vez se assumindo que foi utilizada malha única para as diversas simulações, a qualidade de representação da lâmina do escoamento decresce à medida que decresce a magnitude das vazões incorrendo em erros maiores. Com isso se conclui pela importância em que a malha de elementos tem na qualidade da simulação e que então, caso seja dada a atenção devida, erros pequenos e aceitáveis podem sim ser encontrados na utilização de um modelo numérico. Apesar de não tão evidentes as mesmas conclusões podem ser alcançadas para outras variáveis como as pressões médias na estrutura, uma vez que existe uma tendência natural da melhora dos resultados com a melhora da discretização do meio.

Um outro ponto a ser salientado, para o qual parece ainda não se existir uma unanimidade sobre o assunto, é qual seria a magnitude de um erro aceitável a partir da qual se assuma a qualidade de uma simulação numérica. Como já mencionado, os erros apresentados variam de 0,5% a mais de 5%. Ambos os autores concluem pela aceitação desses erros e consequente validação do modelo numérico em reproduzir os resultados do modelo físico. Essa questão não é nada trivial de ser resolvida e uma maneira objetiva de se ver o problema seria analisar qual a finalidade que o modelo numérico tem em determinado projeto. Por exemplo, no caso de o modelo numérico ser uma ferramenta de auxílio em dimensionamentos preliminares, os quais irão ainda ser verificados em posterior modelo reduzido, a aceitação da existência de erros da ordem de 5% é razoável uma vez que, em teoria, os ajustes necessários no modelo físico seriam mínimos. O outro lado da situação seria a situação em que não haverá a existência de um posterior modelo físico. Nesse caso, um erro de 5% cresce em importância e sua minimização se torna recomendável.

Essa questão só torna mais evidente a necessidade de trabalhos adicionais para que se possa identificar uma tendência mais clara da precisão a ser atribuída aos modelos numéricos e também para se definir metodologias adequadas para obtenção de tal precisão, uma vez que uma calibração do modelo só seria possível

caso sejam disponibilizados resultados de modelo físico. Essa questão é corroborada por GESSLER (2005) que salienta que a validação dos modelos numéricos é um processo de caráter contínuo e que a conclusão pela viabilidade da modelagem de um determinado tipo de escoamento não exclui a necessidade de verificações adicionais dos demais tipos de escoamento, ou seja, em suma, é necessário que estudos sejam realizados nas mais diversas condições para que a verdadeira consolidação da modelagem numérica como ferramenta auxiliar da engenharia possa ser alcançada. É nesse cenário que o presente trabalho se insere e, ao estudar a viabilidade da simulação de escoamentos de vertedouros de baixa queda, busca trazer mais uma contribuição dentro do âmbito da validação dos modelos numéricos como uma ferramenta de auxílio a projetos de vertedouros.

3 MÉTODO

O método adotado para o desenvolvimento do presente trabalho consiste em simular o escoamento tridimensional do vertedouro de uma usina hidrelétrica, UHE Belo Monte, para variadas condições de operação utilizando o modelo computacional disponível pelo *software* FLOW 3D[®]. A escolha do código computacional a ser utilizado se baseou na revisão bibliográfica do presente autor, na qual foi possível observar o grande número de aplicações com sucesso dessa ferramenta.

As simulações realizadas forneceram dados os quais foram comparados com os resultados já existentes do relatório do modelo físico parcial do vertedouro, já finalizado. A comparação direta dos resultados do modelo numérico com os resultados de ensaios do modelo físico vai ao encontro do pensamento externado por JOHNSON (2006) o qual afirma que os modelos físicos ainda são a melhor representação física dos escoamentos em vertedouros, desde que tomados os devidos cuidados em seus experimentos.

O relatório do modelo físico apresenta uma descrição completa do funcionamento do vertedouro no qual apresenta, entre outros resultados, medições de capacidade de descarga, pressões médias ao longo da estrutura (vertedouro e bacia de dissipação) e medições do perfil de linha de água também ao longo da estrutura.

Para que fosse atingido o objetivo deste trabalho, dois tipos de comparações foram efetuadas, uma qualitativa e outra quantitativa. A análise qualitativa busca avaliar se o comportamento geral do escoamento é reproduzido pelo modelo numérico. Essa análise tem como objetivo verificar se a simulação está adequada, pois caso o aspecto geral do escoamento não seja representado satisfatoriamente, modificações deverão ser realizadas no modelo até que se atinja uma simulação confiável. Essa análise é muito importante uma vez que faz parte do trabalho de um profissional de engenharia, antes de iniciar qualquer tipo de cálculo, ter uma visão crítica do problema que se apresenta.

Uma vez as simulações realizadas, dados de pressão média, níveis de água ao longo da estrutura e nível de energia a montante do vertedouro serão extraídos do modelo numérico. O FLOW 3D[®] apresenta ferramentas que permitem a extração dos valores dessas variáveis em determinados instantes de tempo e em qualquer ponto dentro do domínio da simulação. Esses dados foram então comparados

individualmente e de maneira gráfica com os dados dos relatórios de modelo reduzido, buscando assim avaliar quais as diferenças encontradas.

A empresa INTERTECHNE Consultores S.A, da qual o autor é colaborador, dispõe de uma licença comercial do FLOW 3D® e está de acordo em disponibilizá-lo para a pesquisa em questão. Um termo de consentimento é apresentado anexado a este documento.

3.1 MODELO NUMÉRICO

O FLOW 3D® é um *software* multi-propósito capaz de resolver diversos problemas da dinâmica computacional de fluidos. O *software* lança mão de técnicas numéricas para resolver as equações do movimento de fluidos para então obter a resolução de escoamentos transientes e tridimensionais, tornando possível, por exemplo, a resolução de escoamento através de um vertedouro. (FLOW 3D, 2012)

Uma vez definida a geometria de estudo, um modelo numérico se inicia tipicamente com a definição de uma malha computacional composta de elementos (células), os quais discretizam o domínio a ser simulado de tal maneira que se respeitem critérios de convergência e, posteriormente, se obtenham resultados confiáveis e em acordo com as equações governantes do fenômeno simulado.

3.1.1 Geometria

A simulação do modelo numérico passa por diversas fases de pré-processamento até que se possa realmente realizar a simulação e extrair resultados. A primeira fase consiste na determinação da geometria a ser simulada, bem como o domínio geral do problema.

A maneira mais eficaz de se definir uma geometria adequada e eficiente é ter em mente o que se espera do modelo numérico. Definida essa questão, o modelador será capaz de averiguar qual o grau de detalhamento da geometria é necessário.

Um aspecto interessante desse processo é que nem sempre uma geometria extremamente detalhada é a mais adequada, vide por exemplo a simulação de um escoamento sobre um vertedouro. Quando o vertedouro é do tipo controlado a geometria na área da ogiva apresenta sulcos nos pilares, as chamadas ranhuras, que servem como guia para o processo de abertura e fechamento das comportas. Essas ranhuras possuem dimensões relativamente pequenas quando comparadas

ao tamanho do vão do vertedouro e à respectiva carga sobre a ogiva. Sendo assim, quando se busca avaliar o escoamento sobre o vertedouro em termos gerais, a representação dessas ranhuras não se faz necessária. Caso a malha de elementos definida para a simulação não consiga representar adequadamente a geometria dessa ranhura, a presença da mesma na geometria pode chegar a ser até prejudicial, uma vez que a má representação pode gerar zonas de instabilidade numérica e causar a não convergência da simulação. Sendo assim, recomenda-se representar apenas o essencial em uma geometria.

Para o presente trabalho, o *software* utilizado possui uma interface com o software AUTOCAD, a qual permite a exportação de um sólido diretamente para o FLOW 3D®. Dessa maneira é possível então modelar a geometria a ser simulada dentro do AUTOCAD, o qual apresenta uma grande quantidade de ferramentas e opções que dão agilidade a esse processo, e então exportar para o FLOW 3D®.

Esse processo de exportação é feito através da transformação dos sólidos da geometria em arquivos tipo STL (*Stereolithography*). Esse arquivo descreve a superfície de um objeto tridimensional, no caso um sólido do AUTOCAD, por meio de uma superfície não estruturada de triângulos, sem se preocupar com nenhum atributo adicional de cor, textura, etc (WIKIPEDIA, 2013). A densidade de triângulos a ser utilizada nessa representação pode ser escolhida diretamente dentro do AUTOCAD, assim, para esse trabalho, foi utilizada a maior densidade de triângulos possível, evitando assim simplificações exageradas e desnecessárias da geometria.

A geometria utilizada buscou representar o vertedouro da mesma maneira como foi representado no modelo físico. Isso se justifica uma vez que as comparações a serem realizadas são entre o modelo numérico e o modelo físico e não o modelo numérico e o protótipo. Dessa maneira apenas uma parte do vertedouro foi simulada.

A rugosidade do modelo numérico também foi baseada na geometria simulada no modelo físico, ou seja, as rugosidade dos canais de aproximação e restituição, os quais são escavados em rocha no protótipo, buscam representar uma superfície mais lisa, uma vez que no modelo físico esses canais foram revestidos com argamassa, o qual possui uma rugosidade consideravelmente menor.

3.1.2 Malha de volumes finitos

Uma vez então definida a geometria no FLOW 3D® o próximo passo é a criação da malha de elementos finitos a ser utilizada. Essa etapa dentro da modelagem computacional é de grande importância, uma vez que determinar a discretização ótima necessária para um determinado modelo é um processo iterativo e sua qualidade final influi diretamente nos resultados.

O FLOW 3D® usa uma malha ortogonal definida em coordenadas cartesianas ou cilíndricas, sendo que no presente trabalho se optou pelas coordenadas cartesianas devido à natureza da geometria. Geometrias complexas, como o caso de um vertedouro que apresenta uma superfície variável na ogiva, são capazes de ser modeladas através do método FAVOR (*Fractional Area-Volume Obstacle Representation*) no qual obstáculos são representados dentro da malha ortogonal através de coeficientes de bloqueio (mais detalhes sobre o método são apresentados no item 3.1.4). Isso faz com que a malha de elementos possa ser criada independente da geometria, ou seja, é possível realizar algumas modificações sem que seja necessária a total reconstrução da malha de elementos. (FLOW 3D, 2012).

Comumente uma modelagem apresenta uma geometria complexa e a maneira mais eficaz e adequada de se representar o domínio da simulação é através de uma malha com o tamanho dos elementos variável no espaço, dando preferência de uma maior discretização para as áreas mais complexas e que fazem parte do enfoque principal do trabalho. Em modelos baseados em uma malha não estruturada isso é facilmente realizado pelo refinamento das áreas de interesse, porém, no FLOW 3D® essa questão é tratada através da criação de blocos de malha adicionais.

O ideal para uma modelagem computacional é que a malha de elementos seja a mais discretizada possível, porém, esse fato é contraposto pela demanda computacional que o incremento de discretização traz. O FLOW 3D® admite que a malha seja feita através de múltiplos blocos, ou seja, que sejam determinadas áreas de refinamento diferenciado, tantas quantas forem necessárias. Isso permite que áreas de maior interesse, como a ogiva do vertedouro, sejam mais discretizadas enquanto que áreas de menor importância, como os canais de restituição e aproximação, possam ser menos discretizadas.

Os blocos múltiplos podem ser de dois tipos: *nested* ou *linked*. Os blocos do tipo *nested* são blocos totalmente contidos um dentro do outro, ou seja, um bloco está totalmente imerso no domínio do outro. Já os blocos do tipo *linked* são blocos conectados em suas extremidades, os quais não possuem nenhum elemento em comum com o bloco adjacente. Não existe a possibilidade de se ter dois blocos parcialmente superpostos, ou seja, ou um está totalmente imerso dentro do outro ou estão apenas conectados, sem nenhum elemento em comum.

O tamanho dos elementos de cada um dos blocos da malha pode ser definido de maneira distinta para cada um dos eixos cartesianos, fazendo com que os elementos sejam paralelepípedos, ao invés de cubos. Adicionalmente, também é possível que sejam definidos planos dentro dos blocos para os quais é especificado um determinado tamanho para os elementos. O *software* então faz uma variação gradual das dimensões dos elementos entre esses dois planos.

A possibilidade de se variar os tamanhos das células dentro de um mesmo bloco e entre blocos permite que se obtenha uma malha otimizada para cada tipo de situação e geometria, porém é preciso tomar alguns cuidados em relação a essa distorção. Distorções dos elementos em si (razão de aspecto da célula) e entre células adjacentes (razão de tamanho) não devem exceder determinados valores, caso contrário, poderão existir dificuldades no algoritmo de resolução das pressões e a convergência do modelo pode ser prejudicada. O manual do FLOW 3D® indica como referência para a razão de aspecto da célula e para a razão de tamanho entre células adjacentes, respectivamente, os valores de 3 e 1,25. Como regra geral, quanto mais perto da unidade forem essas duas razões, mais uniforme e mais facilmente resolvida será a malha da simulação.

A qualidade de uma malha é determinada pela capacidade da mesma em reproduzir, de maneira adequada, o escoamento a que se propõe, desde a capacidade de descarga até a distribuição de pressões ao longo da estrutura. Uma maneira de se avaliar isso é através de análises de sensibilidade e comparação de resultados.

Para isso, no presente trabalho foi avaliado se o aumento de discretização da malha ainda muda os resultados extraídos do modelo, ou seja, se a mudança da malha ainda afeta, significativamente, os resultados. Adicionalmente foram comparados os resultados das simulações com os resultados dos modelos reduzidos. Combinando as duas análises é possível então verificar a qualidade da

malha. É importante salientar que muito usualmente existirá uma discrepância entre os dados do modelo reduzido e os resultados do modelo numérico, sendo isso uma característica inerente aos modelos numéricos.

3.1.3 Determinação da superfície livre

Escoamentos com superfície livre, como sobre um vertedouro, fazem parte de uma classe de escoamentos com fronteiras móveis. A resolução desse tipo de problema não é trivial, uma vez que a posição dessa fronteira é apenas conhecida no instante inicial da simulação e sua posição no decorrer da simulação deve ser definida como parte da solução do problema (FERZIGER, 1999). O problema da determinação da superfície livre passa por três passos principais: a representação discreta da superfície, sua evolução com o tempo e a maneira com que são impostas as respectivas condições de contorno na mesma. (HIRT, 1981)

Para a resolução desse problema foram propostos ao longo dos anos diversos métodos, sendo que entre eles dois mereceram destaque, o *Marker and Cell* (MAC) e o *Volume of Fluid* (VOF). O método MAC consiste em utilizar diversas partículas imersas no escoamento de modo que a definição da superfície livre é alcançada buscando-se a fronteira do domínio que indica a porção do mesmo que apresenta partículas e a parte sem partículas. Esse método é muito eficaz uma vez que leva em conta diretamente o local onde se tem o escoamento. Entretanto, a quantidade de partículas necessárias é relativamente grande mesmo em modelos bidimensionais, o que faz então com que a demanda computacional para sua utilização, principalmente em modelos tridimensionais, cresça rapidamente fazendo com que o método perca gradativamente sua eficiência.

É por essa desvantagem do método MAC que o VOF ganhou espaço e é hoje um dos mais populares, inclusive sendo o método base utilizado no FLOW 3D®. O método VOF consiste em definir uma função F , cujo valor é atribuído a cada célula. Essa função é definida como tendo um valor unitário em toda célula totalmente preenchida com fluido e um valor nulo caso a célula seja vazia. Os valores intermediários representam a fração do volume da célula que está preenchida com o fluido, ou seja, essas são as células que contêm a superfície livre do escoamento. Dessa maneira, o método VOF é capaz de obter a mesma qualidade de informação que o método MAC, porém com apenas uma variável por célula, ou seja, com uma

demanda computacional muito inferior. A Figura 3.1 exemplifica o funcionamento da função F .

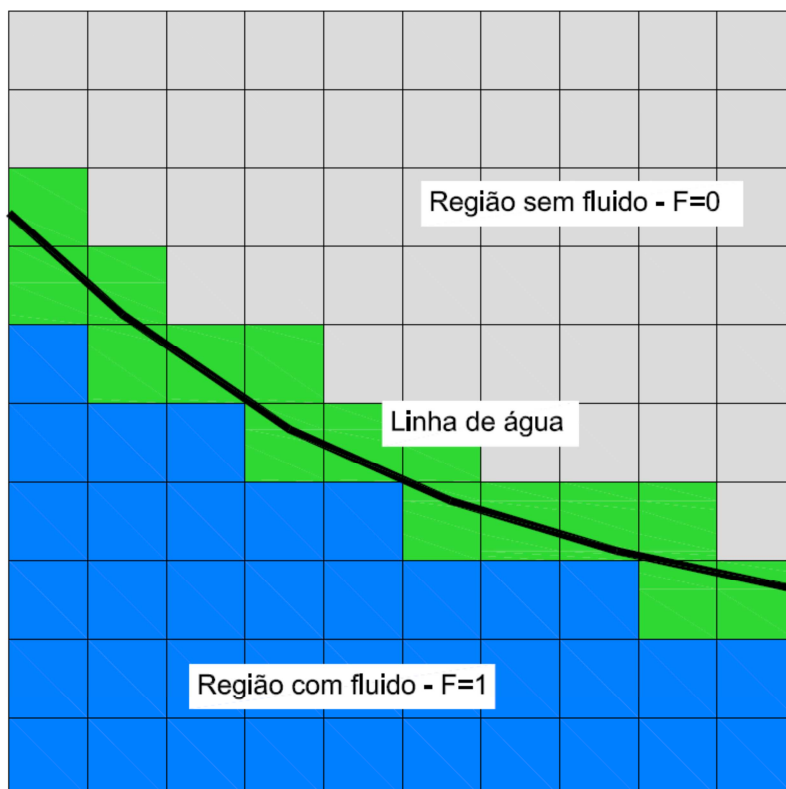


Figura 3.1 - Representação da função F do método VOF

A definição da fração do volume da célula que está preenchida pelo fluido é apenas uma parte do problema, uma vez que existem inúmeras soluções para a inclinação e direção da superfície livre que satisfazem o valor da função F . A direção normal à superfície livre é a direção em que o valor da função F varia mais rapidamente, sendo assim, é possível determinar o vetor normal à superfície através da derivada da função F . Uma vez definida a fração da célula preenchida com fluido e a direção normal à superfície livre existe apenas uma solução possível para a localização dessa superfície, sendo assim então determinada a mesma (HIRT, 1981). A dependência temporal da função F é definida pela seguinte equação:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + u \frac{\partial F}{\partial x} + v \frac{\partial F}{\partial y} = 0 \quad (3.1)$$

3.1.4 Tratamento da geometria

Um problema frequente encontrado no ramo dos modelos numéricos é qual seria a melhor maneira de se tratar uma geometria complexa, como por exemplo a

estrutura de um vertedouro o qual possui superfícies curvas como a ogiva e a contracurva e ainda obstruções como os pilares. Uma das maneiras clássicas de abordar tal problema é a construção de uma malha adaptada para a geometria, porém essa abordagem, usualmente está sujeita à problemas de instabilidade numérica e falta de precisão devido às grandes deformações da malha pela grande variação de tamanho dos elementos (HIRT, 1985).

Por outro lado, modelos de diferenças finitas com malhas prismáticas são modelos significativamente mais simples e estáveis, apresentando assim melhores resultados. Dessa maneira, várias técnicas foram desenvolvidas ao longo dos anos buscando a maneira mais adequada e razoável de se tratar geometrias complexas dentro de uma malha prismática.

Dentre os métodos um deles merece destaque, o método *Fractional Area/Volume Obstacle Representation* (FAVOR), o qual é utilizado pelo FLOW 3D®. O FAVOR utiliza uma técnica baseada no conceito de porosidade, para o qual células inseridas dentro de um obstáculo apresentam porosidade de valor nulo e células pertencentes completamente ao escoamento apresentam porosidade de valor unitário. Qualquer célula parcialmente obstruída apresentará um valor intermediário. A partir desse conceito são definidos os coeficiente de blocagem, os quais podem ser definidos como coeficientes que representam a porcentagem da face ou volume do elemento a qual está bloqueada a passagem de escoamento. Esses coeficientes são aplicados diretamente às equações que regem o comportamento físico dos fluidos, como as equações de quantidade de movimento e a equação da continuidade.

A equação a seguir representa um exemplo disso, na qual são inseridos os coeficiente de blocagem na equação da continuidade considerada pelo FLOW 3D®. As demais equações podem ser encontradas no Manual do Usuário do FLOW 3D® (FLOW 3D, 2012).

$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\partial(\rho u A_x)}{\partial x} + R \frac{\partial(\rho u A_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho u A_z)}{\partial z} + \xi \frac{\rho u A_x}{x} = R_{DIF} + R_{SOR} \quad (3.2)$$

Na equação os termos V_f , A_x , A_y e A_z são os coeficientes de blocagem. Já o termo R_{dif} representa a difusão turbulenta do escoamento e o termo R_{sor} a possibilidade da existência de uma entrada de massa adicional ao sistema.

O FAVOR funciona através da determinação de quais faces das células da malha estão dentro dos elementos de geometria e quais faces estão fora. Ao ser feita essa análise, três casos típicos podem ocorrer:

- Caso todas as quatro arestas da célula da malha estejam dentro da geometria, a face é considerada totalmente inserida na geometria;
- Similarmente, caso as quatro faces estejam fora do elemento geométrico a face é assumida totalmente externa;
- Quando algumas faces estão dentro da geometria e algumas faces fora, o algoritmo identifica os pontos de interseção malha/geometria. As frações de área são então calculadas assumindo-se que essas interseções são ligadas por linhas retas.

O fato das interseções serem ligadas por linhas retas acarreta uma simplificação da geometria a qual deve ser levada em conta no momento da determinação da densidade da malha. Deve ser decidido o nível de simplificação considerado aceitável e então determinada uma densidade de malha na região de acordo com tal decisão, uma vez que o nível de simplificação da geometria é diretamente relacionado com o grau de discretização da malha.

Uma das implicações desse tipo de abordagem é que qualquer pedaço de geometria que intercepta uma face mas não contém pelo menos um dos vértices da face não será representada na geometria final. Esse fenômeno pode ser visualizado na Figura 3.2. Na mesma figura é possível visualizar como funcionam as simplificações geométricas do método, na qual cada interseção é conectada por uma linha reta.

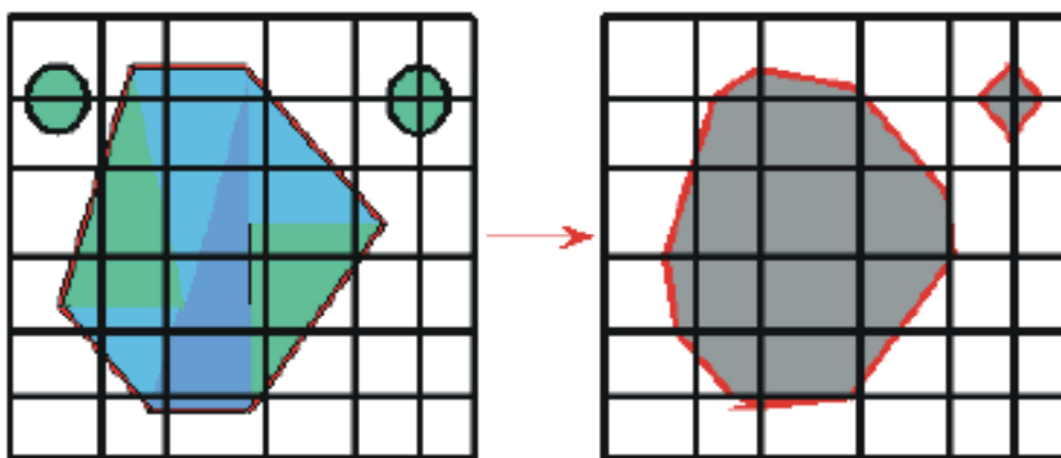


Figura 3.2 - Representação do algoritmo do método FAVOR (FLOW 3D, 2012)

Com esse algoritmo de definição de geometria cabe então ao usuário definir qual o grau de precisão que um determinado problema precisa ter em termos geométricos, tendo como base os resultados que busca retirar, e com isso definir o grau de refinamento da malha a ser utilizada. Uma malha com elementos infinitesimais resultaria em uma geometria quase que perfeita e muito perto da realidade, contudo isso, com base na experiência do autor, levaria à inviabilidade de simulação do modelo uma vez que a demanda computacional para resolução do problema seria enorme. Sendo assim é essencial que se busque o equilíbrio.

3.1.5 Modelos físicos

O FLOW 3D® é um *software* capaz de simular os mais diversos fenômenos físicos da mecânica dos fluidos. Para isso, o mesmo possui diversos pacotes os quais devem ser habilitados caso o modelador ache necessário. A escolha de quais pacotes físicos utilizar é uma escolha importante, uma vez que caso os pacotes corretos não sejam escolhidos adequadamente os resultados e conclusões decorrentes do modelo não serão válidas. Dentre esses pacotes podemos citar alguns os quais são essenciais para a correta simulação de um escoamento sobre um vertedouro, além de outros que possibilitam análises complementares interessantes:

- *Air Entrainment*: possibilita a simulação da incorporação de ar no escoamento, por exemplo, durante a presença de um ressalto hidráulico.
- *Cavitation*: permite duas análises quanto ao processo de cavitação. A primeira é a determinação do potencial de cavitação, na qual são mapeadas as áreas em que esse fenômeno tem maior chance de ocorrer. O segundo, e mais complexo, permite a modelagem das bolhas e implosões inerentes ao processo de cavitação e, conseqüentemente, permite a definição da extensão do dano decorrente desse processo.
- *Gravity*: é um dos pacotes mais elementares e o mais essencial, ou seja, deve estar presente em praticamente todas as simulações de fluidos. Ele define quais são as acelerações externas do fluido nas três direções cartesianas. O mais usual é considerar apenas a aceleração da gravidade na direção negativa do eixo vertical.

- *Moving and flexing objects*: possibilita a inserção de objetos os quais podem ter uma prescrição de movimento. Com ele é possível, por exemplo, simular a abertura e/ou o fechamento de uma comporta de vertedouro.
- *Particles*: permite a inserção de partículas que são carregadas pelo escoamento.
- *Sediment scour*: uma vez calibrado adequadamente, o modelo tem a capacidade de reproduzir, razoavelmente, as tendências de um processo erosivo.
- *Viscosity and Turbulence*: responsável pela simulação das forças viscosas e variações turbulentas do escoamento. É um dos modelos mais importantes para a correta simulação de escoamentos com altos números de Reynolds como o de vertedouros.

Dentre todos os pacotes citados, o presente trabalho tem por necessidade apenas dois: o *Gravity* e o *Viscosity and Turbulence*. A decisão de se utilizar apenas esses dois pacotes levou em conta o objetivo esperado para as simulações. Os principais objetivos do presente trabalho são: avaliar os perfis de linha de água, distribuição de pressões e capacidade de descarga. Assim, os fenômenos físicos importantes são as forças de inércia, simuladas pelo pacote *Gravity*, e as forças viscosas, simuladas pelo pacote *Viscosity and Turbulence*, as quais representarão as perdas de carga pelo efeito viscoso e variações turbulentas do escoamento.

O escoamento de um vertedouro comum pode ser considerado um escoamento do tipo potencial e poderia ser simulado sem o pacote de turbulência (OTA,1986), porém, em vertedouros com afogamento por jusante essa hipótese não é verdadeira e como se busca também avaliar o comportamento do ressalto hidráulico se faz necessária a utilização do modelo de turbulência.

3.1.6 Condições de contorno

Uma vez definida a malha de elementos que se pretende utilizar é necessário que se definam as condições de contorno. As condições de contorno no FLOW 3D® são definidas nas faces dos blocos da malha, ou seja, cada bloco de malha possui seis condições de contorno, duas em cada uma das direções cartesianas. As condições de contorno variam de modelo a modelo, dependem dos resultados esperados e dos dados iniciais de que se dispõe para a simulação.

O FLOW 3D® permite que diversos tipos de condição de contorno sejam impostas de acordo com as necessidades do usuário e podem ser achadas diretamente no manual do usuário. A seguir serão descritas apenas as condições de contorno utilizadas no presente trabalho.

3.1.6.1 Simetria

A condição de simetria é uma condição normalmente utilizada para se definir um plano de simetria do escoamento fazendo com se possa ter um domínio de cálculo menor e consequentemente uma simulação mais rápida. Nessa condição de contorno a face assume uma condição de *free-slip* e não existem velocidades normais à fronteira, consequente não existe escoamento através da fronteira.

Essa condição de contorno também é utilizada entre blocos de malha adjacentes e igualmente quando se tem um bloco inserido totalmente em outro. Nessa situação, o bloco inserido apresenta todas as seis condições de contorno como do tipo simetria.

3.1.6.2 Pressão

A condição de pressão busca representar situações como reservatórios, condições de laboratório e pressões aplicadas por elementos mecânicos. Esse tipo de condição é muito conveniente para a simulação de estruturas hidráulicas, pois permite restringir o domínio de cálculo, ou seja, ao invés de representar um reservatório a montante de um vertedouro é possível apenas representar o estado de pressão por ele definido, excluindo assim a necessidade do mesmo fazer parte da modelagem.

Existem dois tipos de condição de contorno de pressão, a estática e a de estagnação. Na condição estática, a pressão é contínua ao longo da fronteira e é designada a ela um valor de velocidade numa condição de derivada normal nula ao longo de toda a fronteira. Enquanto isso, a condição de pressão de estagnação assume que o fluido está estagnado logo fora da fronteira, ou seja, a pressão estipulada representa o plano de carga, o qual pode ser definido por:

$$\frac{p_{est}}{\gamma} = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.3)$$

Onde p_{est} é a pressão de estagnação, p a pressão hidrostática, v a velocidade do fluido e γ o peso específico da água.

Assim, a pressão estática não afirma nada sobre o campo de velocidades do fluido fora da fronteira, por essa razão acaba por ser menos específica do que a condição de pressão de estagnação. Por essa razão, a condição de pressão de estagnação tem, usualmente, um significado físico mais robusto e é então mais recomendada para a maioria das aplicações. Entretanto, como vai ser exposto a seguir, no presente trabalho, para o caso de escoamento livre, optou-se apenas por utilizar uma condição de pressão a jusante do modelo. Por esse motivo não é possível utilizar como condição de contorno uma pressão de estagnação, uma vez que a hipótese de velocidades nulas fora da fronteira não se aplica satisfatoriamente para uma condição de contorno a jusante de um vertedouro.

Por essas razões, o presente trabalho contou com uma condição de contorno de pressão estática a jusante do vertedouro, sendo que esse nível é dado pela curva-chave de jusante do mesmo, tal como é feito em estudos de modelo físico.

Para o caso de escoamento controlado por comportas foi utilizada como condição de contorno de montante pressão de estagnação, visando definir o plano de carga a montante do orifício.

3.1.6.3 Velocidade

O modelo FLOW 3D[®] permite que seja utilizada como condição de contorno a imposição de velocidades sendo possível definir as componentes nos três eixos cartesianos. Uma das limitações dessa condição de contorno é que as velocidades são impostas uniformemente ao longo da seção, ou seja, não é possível a imposição de um perfil de velocidades diretamente na fronteira. Tendo isso em mente, é preciso que o modelo apresente uma região de estabilização do escoamento antes que o mesmo entre na área de interesse. Essa região fará com que ocorra o desenvolvimento do perfil de velocidades e o escoamento atinja uma condição mais perto da realidade ao se aproximar da área de interesse.

É usual em modelagens de vertedouro que a condição de montante seja do tipo pressão de estagnação e então, dependendo da capacidade de descarga do vertedouro, a vazão é um resultado direto da simulação. Porém, em um vertedouro com alto grau de afogamento de jusante no qual o nível de água de jusante é uma variável importante para a definição da capacidade de descarga do vertedouro, a utilização desse tipo de condição de contorno cria uma situação um pouco inconveniente.

Nesse tipo de vertedouro, como já dito, a capacidade de descarga é função também do nível de jusante e o nível de jusante é função da capacidade de descarga do vertedouro, ou seja, a determinação da capacidade de descarga real do vertedouro ao se utilizar uma condição de contorno de montante do tipo pressão de estagnação acaba por ser um processo iterativo, o qual aumenta consideravelmente o tempo necessário para se chegar a um resultado adequado uma vez que algumas simulações extras serão necessárias.

É nesse cenário que então foi escolhida como condição de contorno de montante a imposição de uma velocidade constante. Essa imposição, aliada a um determinado nível de água é capaz de impor diretamente a vazão que se deseja simular, através da equação da continuidade, eliminando assim a necessidade de um processo iterativo. Esse tipo de artifício só é possível, pois se tem uma ideia do nível de água a montante esperado devido aos resultados do modelo reduzido, mas é importante que exista uma precaução de que esse nível de água não seja inferior ao que a simulação deve resultar, caso contrário essa condição de contorno poderá ocasionar uma instabilidade no modelo

3.1.6.4 Parede

A condição de parede permite definir a não existência de escoamento em uma determinada fronteira, ou seja, não existem velocidades normais à mesma. Contudo, ainda é possível que existam velocidades tangenciais e, conseqüentemente, tensões tangenciais. Esse tipo de condição de contorno é utilizada nas simulações do presente trabalho na fronteira inferior do modelo.

3.1.7 Condições iniciais

Da mesma maneira que são necessárias condições de contorno em todas as fronteiras, toda simulação de modelagem numérica necessita de uma condição inicial para que então seja possível iniciar a resolução matemática do problema. A condição inicial mais simples seria deixar o domínio do problema totalmente desprovido de fluido e deixar que, a partir das fronteiras, o modelo fosse preenchido de água e então iniciasse o escoamento. O problema com esse tipo de condição inicial é o grande tempo que o modelo precisará para atingir a condição de escoamento permanente, além da possibilidade de se criar instabilidades numéricas.

Assim, as condições iniciais do escoamento devem tentar reproduzir da melhor maneira possível qual é condição final esperada.

Para o presente trabalho optou-se por utilizar as seguintes condições iniciais. Para o trecho de montante, da fronteira até a crista do vertedouro, preencher o modelo com água até a elevação indicada na fronteira de montante. Para o trecho de jusante, a partir da crista, preencher o modelo com água até a mesma elevação do nível de água de jusante. No caso de escoamento livre foi definida também, para ambas as massas de fluidos, terão também, uma velocidade inicial sendo ela a mesma velocidade aplicada como condição de contorno de montante. Essas condições iniciais foram escolhidas de modo a minimizar possíveis perturbações iniciais do escoamento e também garantir a condição inicial mais condizente com o esperado do escoamento estabilizado.

3.1.8 Simulação numérica

Dentro de uma simulação numérica, é importante saber qual o tempo de simulação que deve ser utilizado, pois isso influi diretamente no tempo computacional que será demandado e, uma vez que as simulações serão rodadas diversas vezes para que todas as análises possam ser realizadas, esse aspecto passa a ser essencial no processo.

No caso de escoamento por um vertedouro, uma simulação deve ser executada por tempo suficiente para que o escoamento atinja a condição de escoamento permanente, ou seja, não haja mais variações temporais significativas no comportamento do escoamento. O FLOW 3D® possui parâmetros que auxiliam na determinação dessa convergência. Entre todos podemos citar gráficos de variação temporal do volume total de fluido no modelo, área total de superfície livre, quantidade de energia cinética turbulenta, entre outros. Uma avaliação desses parâmetros e uma análise qualitativa do escoamento permitem ao modelador definir a convergência de um escoamento permanente. Assim, é possível, através de simulações sucessivas, definir qual o tempo de simulação adequado para um determinado problema.

Dependendo da discretização necessária para a adequada resolução do problema fatalmente o tempo que o escoamento demandará para atingir a condição permanente será demasiadamente grande. Para se contornar essa situação o FLOW 3D® possui uma ferramenta denominada simulação *Restart*.

Essa opção permite que uma determinada simulação seja inicializada a partir de resultados (níveis e velocidades) de uma simulação anterior. Dessa maneira, é possível utilizar uma malha menos discretizada, a qual demanda um esforço computacional pequeno, com um tempo de simulação elevado para que se atinja o escoamento permanente e em seguida utilizar a malha mais discretizada com um tempo de simulação mais curto. Essa estratégia de simulações sucessivas é capaz de encurtar o tempo total de resolução para cada cenário.

No presente trabalho foi adotada essa estratégia, de maneira que a simulação completa será realizada em três etapas para o caso de escoamento livre e duas para o caso de escoamento controlado.

4 ESTUDO DE CASO

Como mencionado no item 1.4, o objetivo deste trabalho é avaliar o nível de precisão com que o *software* FLOW 3D® é capaz de reproduzir as características de um escoamento turbulento, com a presença de ressalto hidráulico e bacia de dissipação, por um vertedouro que apresente redução de sua capacidade de descarga devido aos altos níveis naturais de jusante.

Para se alcançar esse objetivo foram realizadas comparações entre o modelo numérico e o modelo físico do vertedouro de uma usina hidrelétrica de baixa queda com redução de capacidade de descarga pelo nível elevado de jusante. A usina escolhida para os estudo é a UHE Belo Monte, localizada no Rio Xingu no estado do Pará. A escolha da usina foi baseada na representatividade de seu vertedouro no cenário de vertedouros desse tipo e pelo fato de se ter acesso aos dados do projeto e ao respectivo modelo físico do vertedouro. A seguir são apresentadas as principais características da usina e de seu vertedouro e do modelo físico realizado.

4.1 UHE Belo Monte

A UHE Belo Monte está em construção no rio Xingu, nos municípios de Altamira e Vitória do Xingu, no estado do Pará. A bacia hidrográfica do rio Xingu está localizada em parte na região Norte e em parte na região Centro-Oeste do país, com áreas nos estados do Mato Grosso e Pará. Ao Sul e a Leste ela faz fronteira com a bacia hidrográfica do Tocantins-Araguaia, a Oeste com a bacia hidrográfica do rio Tapajós e a Sudoeste com a bacia hidrográfica do rio Paraguaia bacia do rio Xingu é parte integrante da bacia hidrográfica do rio Amazonas e caracteriza-se como sendo uma das mais expressivas, em termos de área, da Amazônia Brasileira. O arranjo geral da UHE Belo Monte tem por característica peculiar apresentar dois sítios distintos (Pimental e Belo Monte), além de dois conjuntos de obras que não se concentram em sítios específicos: os canais de derivação e de transposição e os diques que permitem a formação do reservatório intermediário situado na margem esquerda da Volta Grande do Xingu.

No sítio Belo Monte estão localizadas a tomada d'água e a casa de força principal. A casa de força é composta por 18 turbinas de eixo vertical do tipo Francis, compondo uma potência instalada de 11.000 MW gerados a partir de uma vazão máxima turbinada de 13.950 m³/s e uma queda bruta máxima de cerca de 94,0m.

Essa potência instalada faz da UHE Belo Monte a segunda maior usina hidrelétrica brasileira, ficando atrás apenas de Itaipu.

A adução à tomada d'água principal no Sítio Belo Monte, desde a calha natural do rio Xingu, é feita através do canal de derivação e de canais de transposição, sendo estes últimos escavados ao longo do reservatório intermediário. Os diques têm a finalidade de permitir a criação desse reservatório intermediário, fechando vales de drenagens naturais e pontos de fuga de água localizados em selas topográficas.

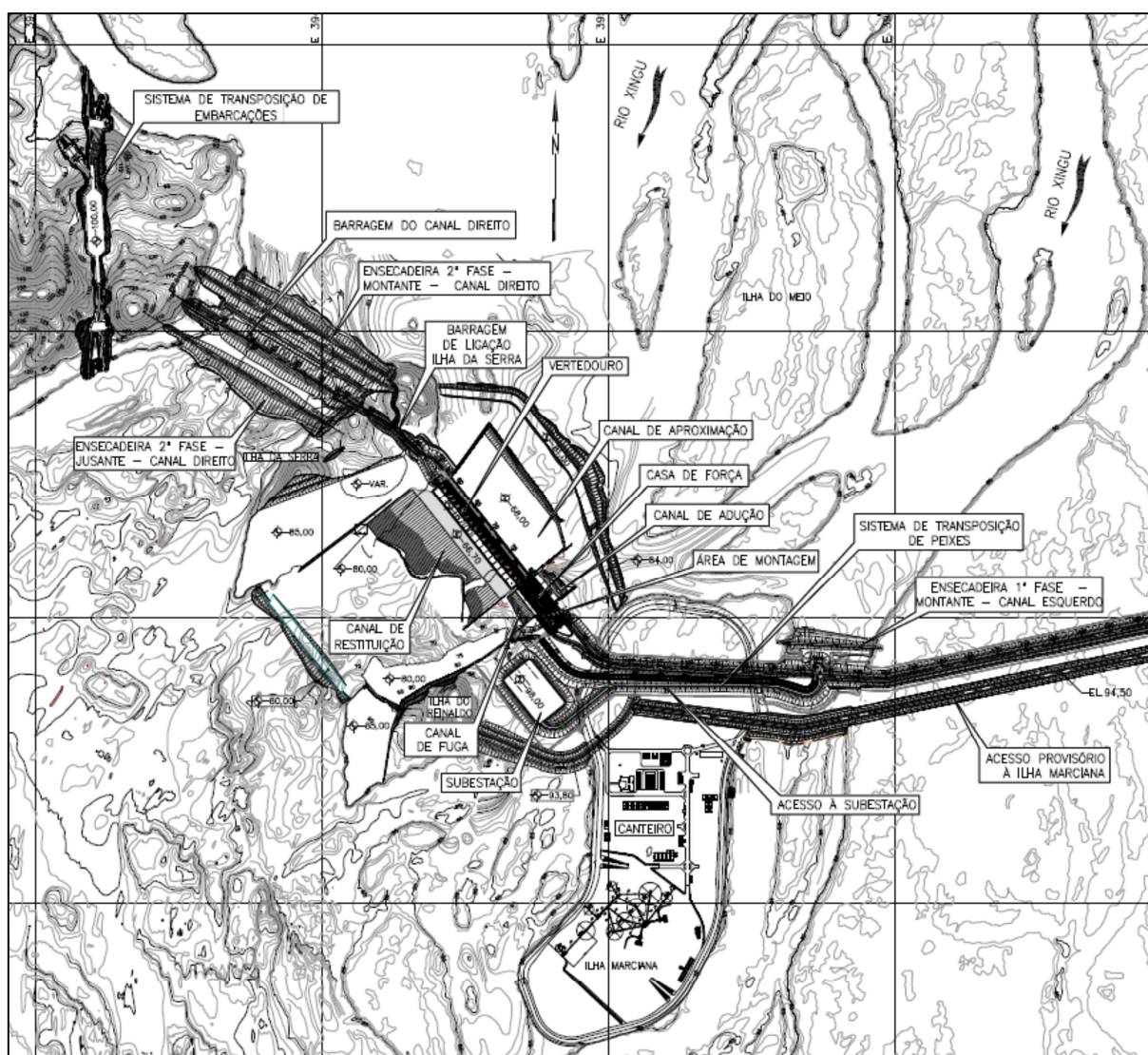


Figura 4.1- Arranjo das estruturas do Sítio Pimental (INTERTECHNE et al., 2012)

O barramento principal do rio está situado no sítio Pimental, 40 km a jusante da cidade de Altamira. Nele estão localizados o vertedouro, a tomada d'água e a casa de força complementar, construída para gerar energia a partir da descarga das vazões ecológicas e capaz de gerar uma potência instalada de 233,1 MW através de

seis turbinas do tipo Bulbo. A Figura 4.1, extraída do Projeto Básico Consolidado, ilustra o arranjo geral do sítio Pimental.

4.1.1 Vertedouro

O vertedouro situado no sítio Pimental é composto por dezoito vãos de 20,0 m de largura, todos controlados por comportas segmento. Vale ressaltar que o projeto original, o mesmo testado no modelo físico, previa a existência de vinte vãos. A redução de dois vãos foi possível em posteriores ensaios no modelo físico tridimensional. O vertedouro possuirá crista na elevação 76,0 m e perfil vertente do tipo Creager, dimensionado para extravasar uma cheia de aproximadamente 62.000 m³/s, correspondente a uma cheia decamilenar, com nível de água do reservatório na elevação 97,5 m. As cheias anuais determinadas para o Sítio Pimental podem ser vistas na Tabela 4.1.

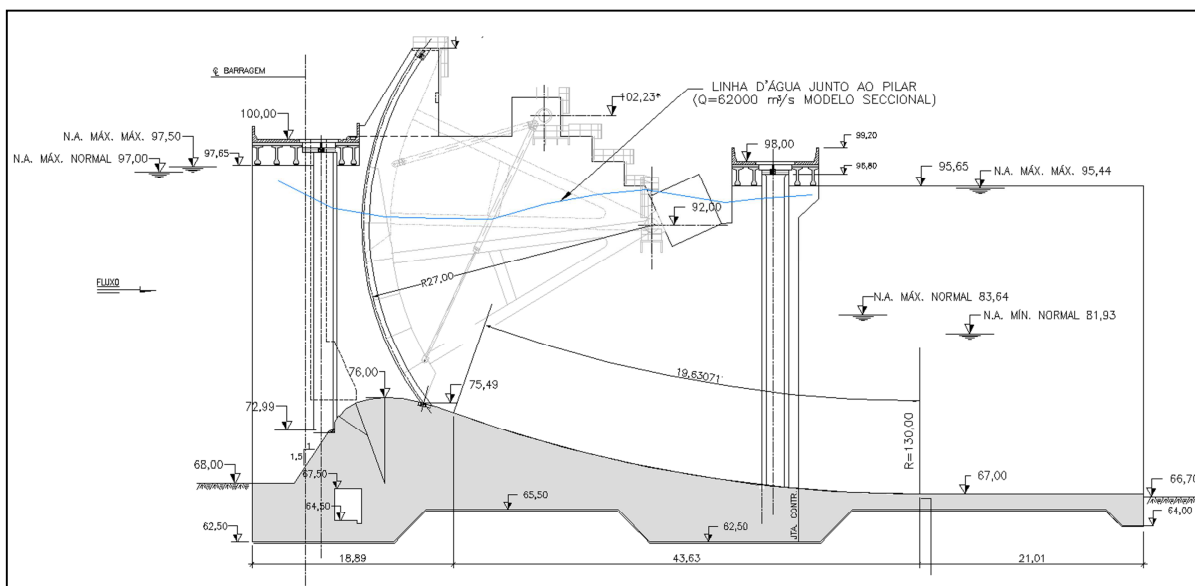
Tabela 4.1- Cheias máximas anuais (INTERTECHNE et al., 2012)

Tempo de Recorrência (anos)	Vazões de Projeto (m³/s)
2	21.930
5	26.224
10	29.472
15	31.372
20	32.720
25	33.766
50	37.014
100	40.262
500	47.804
1.000	51.052
10.000	61.842

Além do dimensionamento para a cheia decamilenar a capacidade de descarga do vertedouro foi verificada para a passagem da Vazão Máxima de Projeto (VMP), 72.300 m³/s, cujo nível não poderia ultrapassar a elevação 100,0 m, elevação da crista das estruturas do sítio Pimental. O canal de aproximação do vertedouro situa-se na elevação 68,0 m enquanto que o canal de restituição na

elevação 66,7 m. A Figura 4.2 apresenta um corte longitudinal do vertedouro da UHE Belo Monte.

A geometria da crista do vertedouro foi definida segundo o *Hydraulic Design Criteria (HDC), Chart 111-2/1 e 111-8*, e determinada para uma carga de projeto de 15,904 m (H_d), de modo a se limitar a razão entre a carga máxima e a carga de projeto em 1,333. O trecho a montante da crista é composto por uma concordância de raios de círculo associados a um paramento com inclinação 1,5V:1,0H. As formas hidrodinâmicas das extremidades de montante do pilar e dos muros laterais foram definidas através de combinações de arcos de círculos, considerando uma espessura de 4,5 m.



**Figura 4.2 - Configuração de um vão do vertedouro da UHE Belo Monte
(INTERTECHNE et al., 2012)**

A Figura 4.3 apresenta a curva de descarga do vertedouro controlado com comportas totalmente abertas. Vale ressaltar que para o respectivo dimensionamento já foram levadas em conta o efeito da submergência do escoamento pelo nível d'água de jusante na capacidade de descarga do vertedouro (Figura 2.7).

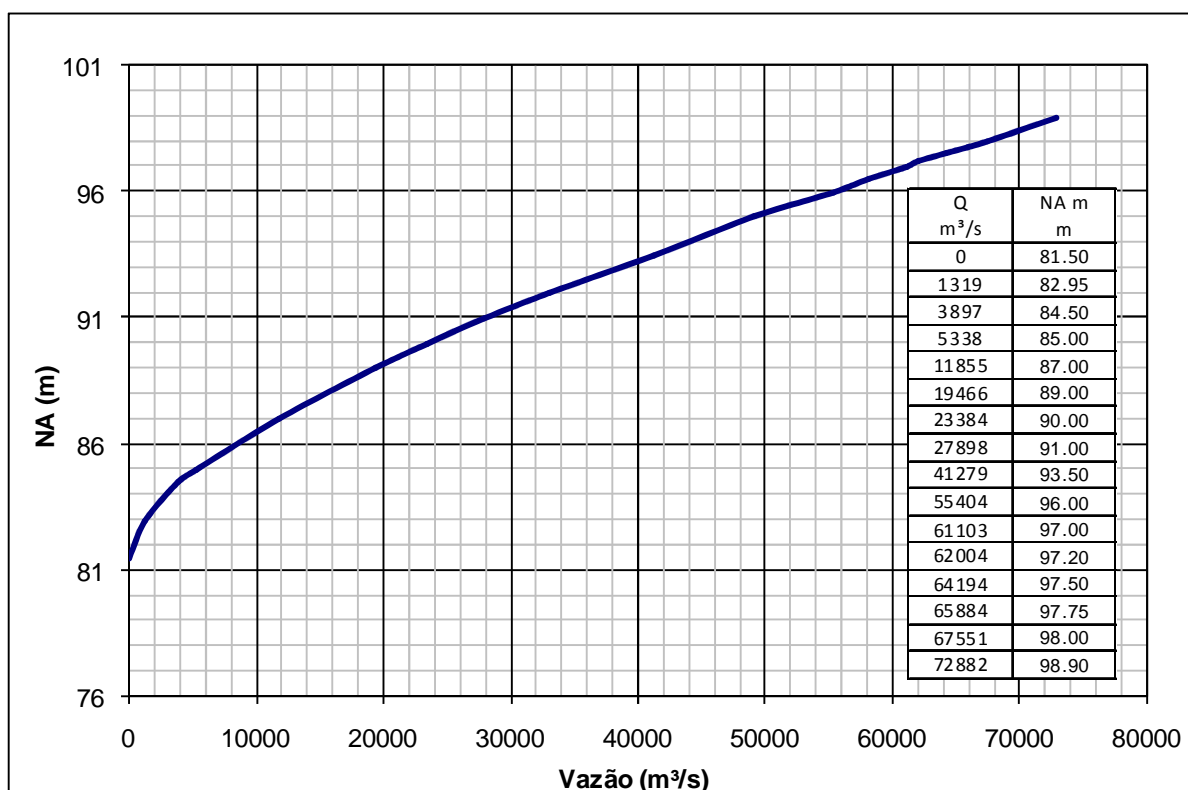


Figura 4.3 - Curva de descarga do vertedouro da UHE Belo Monte (INTERTECHNE et al., 2012)

4.2 Modelo Físico

Como já descrito nos objetivos do trabalho a validação da modelagem numérica do *software* FLOW 3D® foi realizada através de comparação direta de seus respectivos resultados com os resultados apresentados pelo modelo parcial do vertedouro da UHE Belo Monte.

O modelo físico seccional do vertedouro da usina foi desenvolvido e operado pelo Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza - CEHPAR e foi concluído em Agosto de 2011. O modelo foi construído na escala geométrica 1:70 e foi operado segundo o critério de semelhança de Froude.

O modelo do vertedouro foi implantado em um canal retangular de largura constante de modo a representar uma largura total de 49,0 m no protótipo e assim simular um vão inteiro do vertedouro (20,0 m) e mais duas metades, separados por dois pilares de 4,5 m de largura. O sistema de alimentação do modelo é composto por duas tubulações, sendo uma de diâmetro de 300 mm equipada com medidor Venturi e uma outra de diâmetro 200 mm equipada com um vertedouro retangular de

borda delgada. A capacidade total de adução do sistema fica entre vazões de 205 m³/s a 7.789 m³/s (valores de protótipo).

A restituição do escoamento a jusante do vertedouro é feita de maneira constante com as mesmas dimensões do canal de aproximação e do vertedouro. Uma comporta basculante a jusante do modelo é a responsável por controlar o nível de jusante a ser imposto durante os testes. Uma régua foi instalada a 300 m da crista do vertedouro a qual foi tomada como base para definição do nível de água de cada ensaio, baseado na curva-chave característica (CEHPAR, 2011).

Para a obtenção dos níveis de água a montante do vertedouro foi instalada uma outra régua a 100 m a montante da crista. Já para a medição dos perfis da linha de água do escoamento ao longo do vertedouro foi desenvolvida uma plataforma móvel, composta por duas réguas, capaz de se locomover sobre toda a extensão do vertedouro.

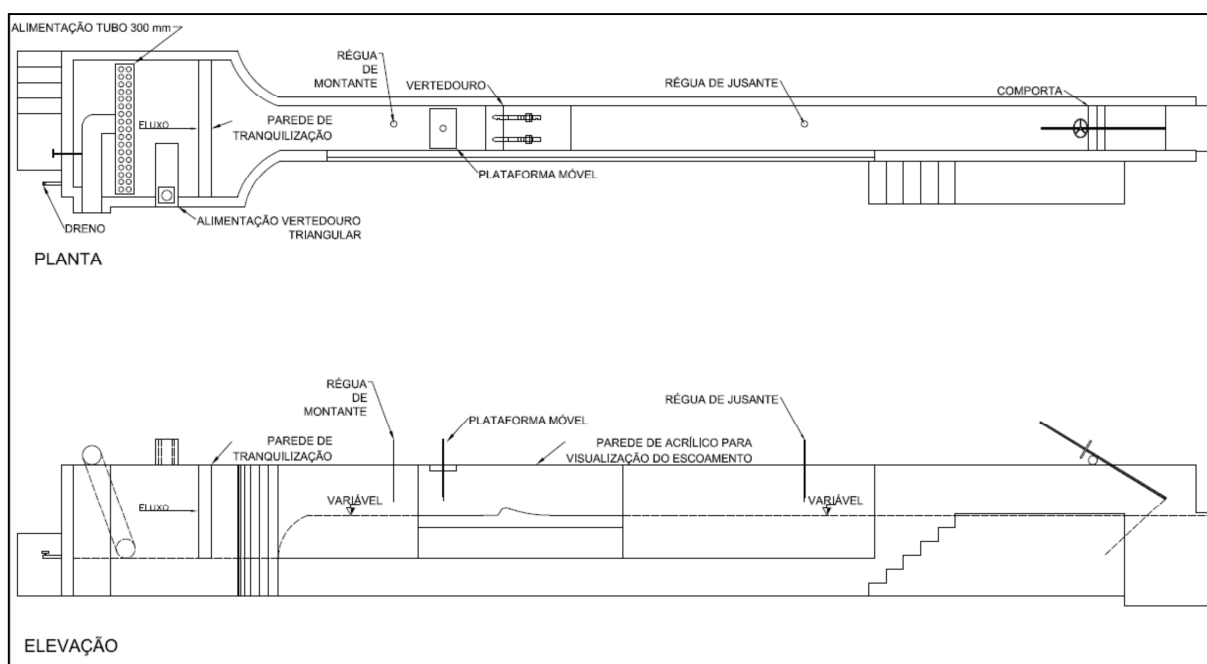


Figura 4.4 - Croqui do modelo físico (CEHPAR, 2011)

Buscando simular no modelo uma rugosidade equivalente para as estruturas de concreto, a soleira, os pilares, a bacia de dissipação e os muros laterais foram construídos em acrílico cristal. Os canais de aproximação e restituição foram construídos com concreto sendo que na parte interna foram revestidos com cimento alisado. Além disso, foi também instalada, na região do vertedouro, uma parede em acrílico para permitir a visualização do escoamento. A Figura 4.4 apresenta um croqui da geometria descrita para o modelo físico.

4.2.1 Estudos realizados no modelo físico

Os testes realizados pelo CEHPAR no modelo foram divididos em três partes: pesquisa da subcamada laminar, caracterização da alternativa inicial e então caracterização da alternativa selecionada.

A primeira bateria de testes realizada no modelo físico, a pesquisa da subcamada laminar, teve por objetivo verificar se a possível formação da camada limite laminar no modelo teria algum tipo de impacto nos coeficientes de capacidade de descarga de vertedouros de baixa queda. Vale salientar que esse efeito não existe no protótipo e essa foi apenas uma verificação para se ter certeza que tal efeito não pudesse mascarar os resultados dos testes do modelo físico. Os resultados mostraram que tal efeito não é significativo sendo que as diferenças observadas em diversos ensaios estão dentro da precisão dos resultados modelos físicos. Dessa maneira, os testes seguintes, de caracterização propriamente dita do vertedouro, foram conduzidos sem preocupação com tal efeito.

A segunda etapa de testes consistiu em se avaliar diferentes configurações do vertedouro de modo a verificar possíveis melhorias da capacidade de descarga, principalmente devido às grandes incertezas que o dimensionamento de um vertedouro desse tipo possui. As variáveis analisadas dentro do arranjo do vertedouro foram a elevação dos canais de aproximação e restituição e a geometria da crista do vertedouro.

Mantendo-se a geometria da soleira vertente fixa, do tipo Creager convencional, foram então, inicialmente, variadas as elevações dos canais de aproximação e restituição. Os testes conduzidos mostraram que pequenas variações não alteram a capacidade de descarga do vertedouro para a passagem da cheia decamilenar e da vazão máxima provável.

Nos testes seguintes foi feita uma caracterização mais detalhada do comportamento do perfil Creager. Os testes mostraram que a geometria convencional do perfil Creager perde eficiência em um escoamento com grau de submergência muito grande. Isso acontece pois o escoamento acaba por descolar da soleira, criando uma zona de separação na qual energia é perdida e, conseqüentemente, a capacidade de descarga do vertedouro é reduzida.

Em busca de se aumentar a eficiência do vertedouro foram então testadas duas alternativas de geometria do perfil vertente não convencionais. A primeira é

caracterizada por uma contra curva de grande raio (130,0 m) e a segunda por um trecho reto a jusante da crista ligando a mesma à bacia de dissipação. Ambos tiveram a mesma finalidade de tentar diminuir o efeito de descolamento da crista.

As alternativas de perfil não convencional se mostraram mais eficientes pois realmente eliminaram, mesmo que parcialmente, a perda de carga pela separação do escoamento. Dessa maneira acabou-se por escolher a alternativa de geometria com as elevações dos canais de aproximação e restituição originais, porém com a geometria do perfil vertendo possuindo a contracurva com um raio de 130,0 m. A Figura 4.5 resume as três alternativas testadas: perfil Creager convencional e as duas proposições de contracurva.

Uma vez então selecionada a alternativa, o modelo foi instrumentado com tomadas de pressões médias e instantâneas para que fosse possível proceder com ensaios mais detalhados. Durante os ensaios de caracterização foram levantadas linhas piezométricas ao longo da soleira e dos pilares, perfis de linha de água no centro do vão e junto aos pilares e por final foi determinada da capacidade de descarga do vertedouro operando com e sem controle de comportas. Ao todo foram realizados nove ensaios de funcionamento sem controle de comportas e quinze combinações de aberturas de comporta com seus respectivos níveis de jusante.

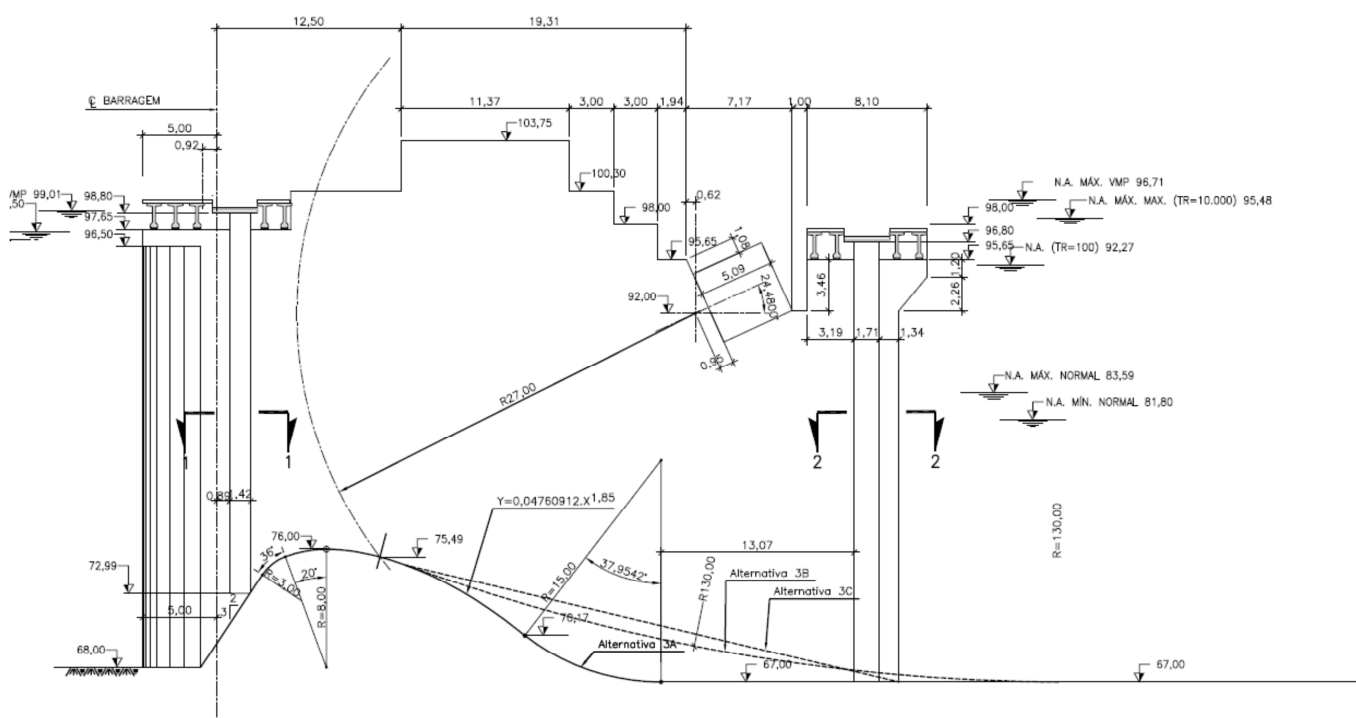
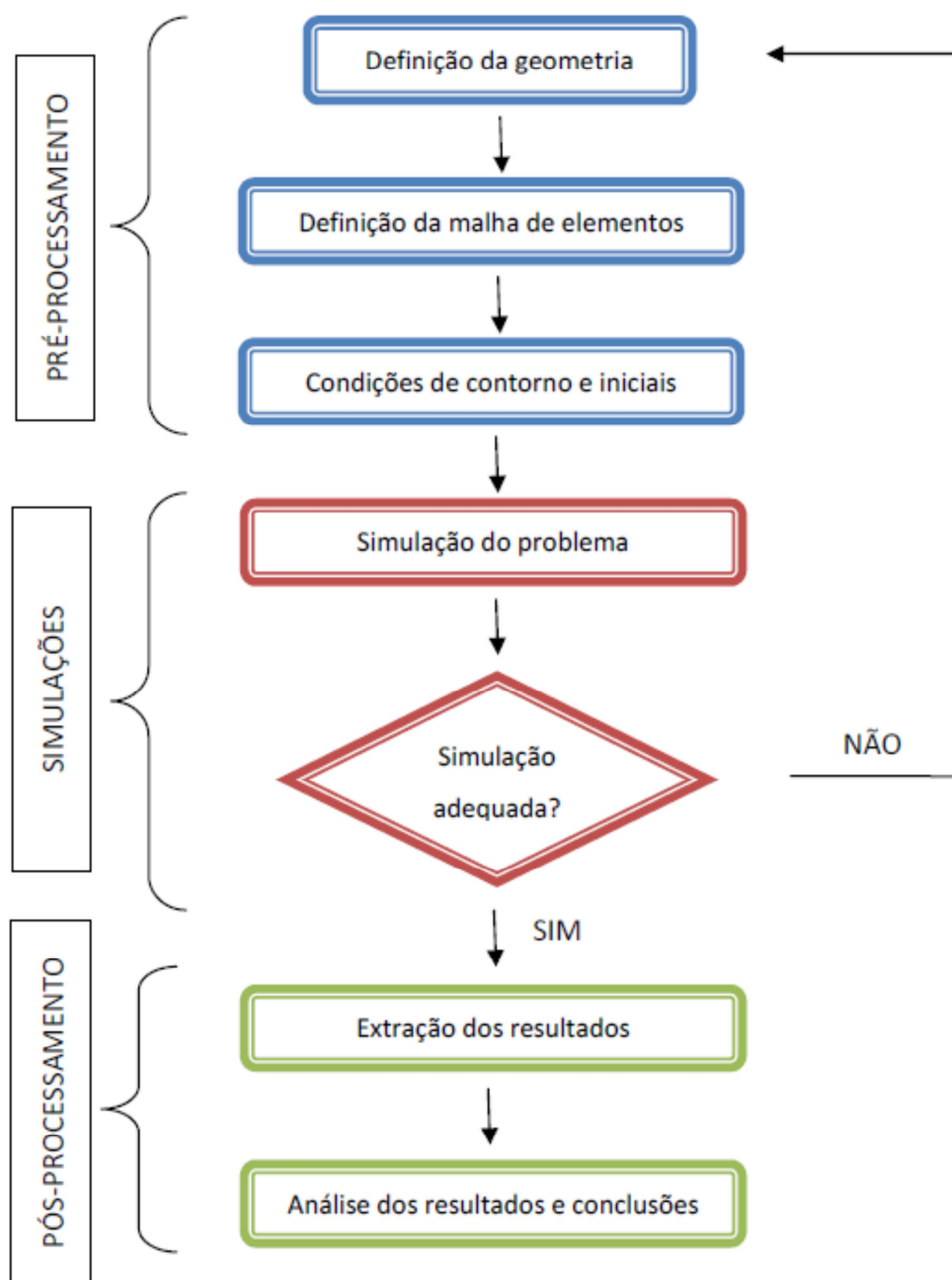


Figura 4.5- Alternativas de perfil vertente testadas (CEHPAR, 2011)

5 MODELAGEM NUMÉRICA

Todo o processo de modelagem numérica precisa passar por três etapas, representadas esquematicamente na Figura 5.1, para que seja possível a obtenção de resultados consistentes. A primeira etapa é chamada de pré-processamento e nela são definidos todos os elementos essenciais para a simulação em si, ou seja, dela que depende a qualidade final da simulação.

Figura 5.1 - Fluxograma simplificado de uma simulação



A segunda etapa é a resolução do problema, ou seja, a simulação numérica propriamente dita na qual as equações de movimento dos fluidos são resolvidas através de métodos numéricos. O acompanhamento dessa etapa é importante para que se tenha certeza que os critérios de estabilidade estão sendo respeitados e que a simulação está progredindo adequadamente. A última etapa é chamada de pós-processamento. A partir do momento em que a simulação atingiu seu fim se procede então com a extração e posterior interpretação dos resultados da simulação. É importante nesse momento que seja feita uma análise crítica dos resultados para que se garanta a sua qualidade. Essa análise crítica deve ser realizada tomando-se como base quais eram os resultados esperados de antemão à simulação.

Assim, é possível se resumir as etapas que constituem um modelo numérico em:

- Definição da geometria do modelo;
- Construção da malha computacional de elementos;
- Definição das condições de contorno;
- Definição das condições iniciais;
- Simulação do modelo;
- Extração dos dados de resultados;
- Análise dos resultados e conclusões.

A seguir são apresentadas as características de cada uma das etapas mencionadas anteriormente, tanto para o caso de escoamento livre quanto de escoamento controlado por comportas, e as respectivas simulações desenvolvidas para alcançar o objetivo do presente trabalho.

5.1 Definição da geometria

O modelo numérico foi definido tomando-se como base as dimensões existentes no modelo físico, sendo que as dimensões adotadas estão na escala do protótipo. Sendo assim, o domínio da geometria possui 59,0 m de largura e 550,0 m de comprimento, sendo que desse total cerca de 237,5 m compõem o canal de aproximação, 84,0 m a estrutura do vertedouro e o restante o canal de restituição.

A largura de 59,0 m corresponde a um vão completo do vertedouro (20,0 m), dois meio vãos, dois pilares de espessura 4,5 m cada e mais 10,0 m que não farão parte do modelo e servem apenas para o propósito de se ter uma geometria mais extensa que a malha de elementos.

A geometria foi desenvolvida utilizando-se o *software* AUTOCAD. Nele foram criados sólidos representando o canal de aproximação, a estrutura do vertedouro e o canal de restituição. Na definição da geometria do vertedouro buscou-se apenas modelar o essencial para o propósito do modelo numérico, ou seja, optou-se por simplificar detalhes não importantes. Assim, não foram modeladas, por exemplo, as ranhuras das comportas segmento na crista do vertedouro e também as ranhuras das comportas vagão a jusante. Também foram excluídas as vigas de apoio da ponte apoiada nos pilares. Essa decisão teve por objetivo evitar que tais detalhes acabem por prejudicar a resolução e estabilidade do modelo uma vez que a malha a ser utilizada não é capaz de representar esses detalhes adequadamente.

O AUTOCAD foi escolhido para o desenvolvimento da geometria devido à facilidade com que o mesmo exporta o modelo geométrico para o FLOW 3D®. Como citado anteriormente, foram definidos três sólidos representando o canal de aproximação, a estrutura do vertedouro em si e o canal de restituição. A Figura 5.2 e a Figura 5.3 mostram o modelo ainda no ambiente CAD.

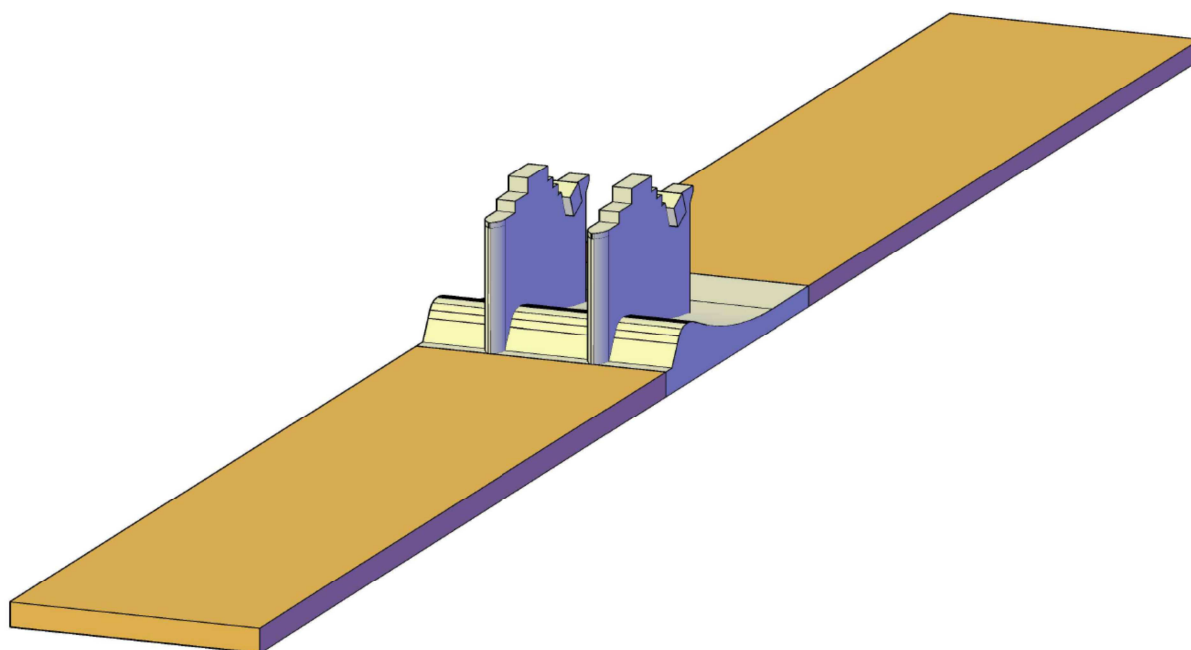


Figura 5.2 - Geometria do modelo numérico - AUTOCAD

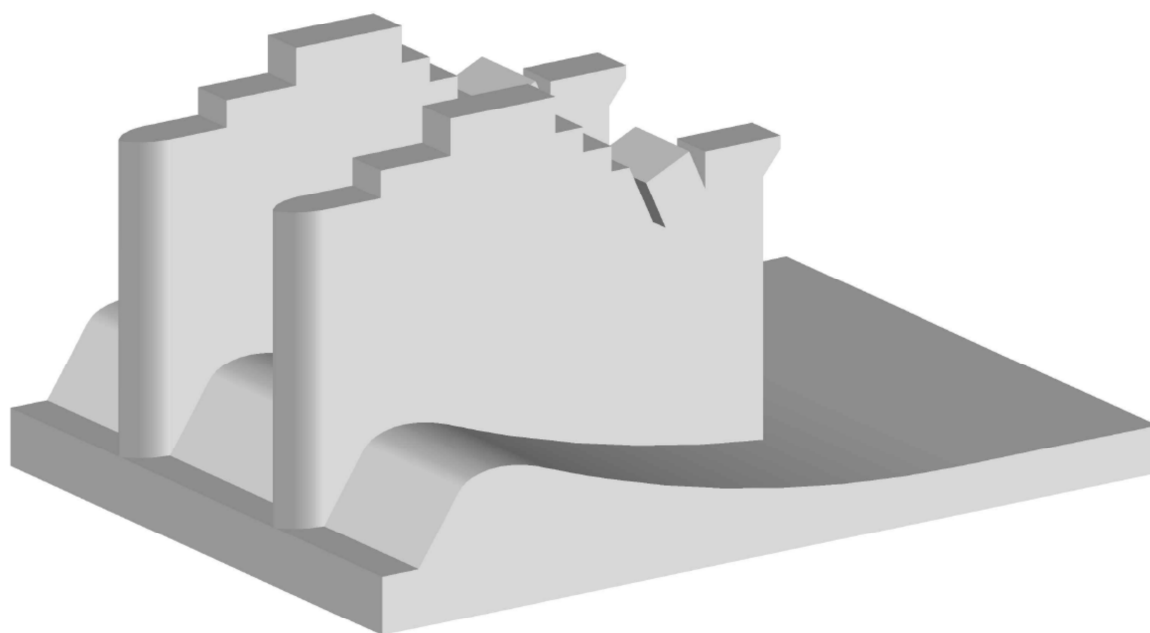


Figura 5.3 - Geometria do vertedouro - AUTOCAD

Para a simulação dos cenários de escoamento controlado por comportas as mesmas tiveram que ser modelas de maneira simplificada de maneira que se lançou mão de alguns artifícios que viabilizassem sua representação no modelo numérico. O primeiro artifício diz respeito à representação da espessura da comporta. Comportas da ordem de grandeza das encontradas na UHE Belo Monte chegam a ter apenas alguns centímetros de espessura o que dificulta sua representação geométrica pelo modelo numérico, na qual muitas vezes a comporta acaba por apresentar, literalmente, buracos devido à falta de elementos de malha em tamanho suficiente para sua correta discretização. Sendo assim optou-se por espessar artificialmente a comporta mantendo a face de montante com as dimensões reais, ou seja, o espessamento ocorreu na face de jusante da comporta, minimizando assim qualquer interferência no modelo. Dessa maneira a comporta passou a ter 3 m de espessura. A representação da comporta pode ser vista na Figura 5.4 a seguir.

Entretanto, o espessamento da comporta traz um efeito colateral indesejado. A porção que fica em contato com o escoamento na parte inferior da comporta acaba por não representar adequadamente o escoamento típico de orifício uma vez que cria uma superfície de contato da comporta superior à real, mascarando assim o

efeito de descolamento da comporta. Para contornar esse fato optou-se por criar um chanfro de 45° nessa região fazendo com que a espessura na parte mais inferior da comporta ficasse com apenas 0,25 m. Esse chanfro também pode ser visualizado na Figura 5.4.

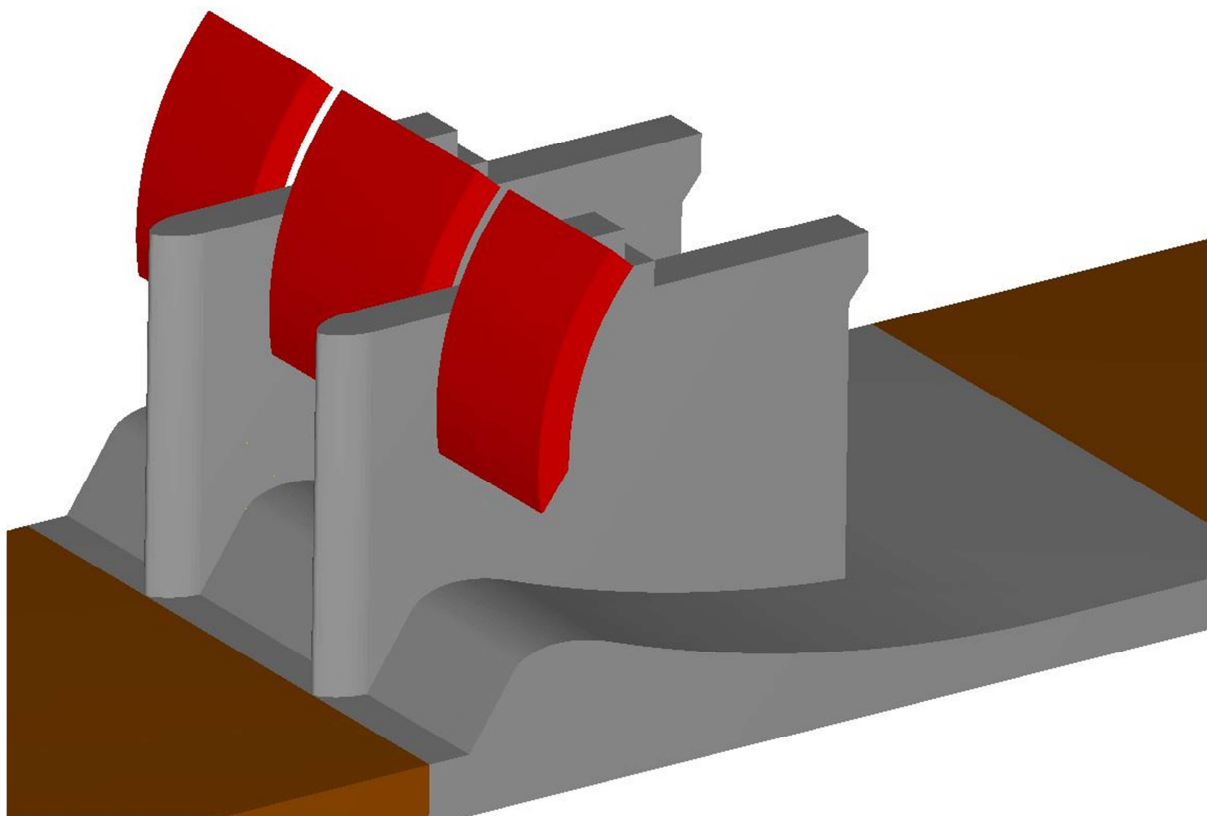


Figura 5.4 - Geometria da comporta

Esses sólidos foram então exportados através da geração de arquivos STL (*Stereolithography*). Esse tipo de arquivo transforma os sólidos do AUTOCAD em superfícies fechadas compostas por triângulos. Essa triangulação é por si uma simplificação da geometria real, porém é possível definir a densidade desses triângulos para que essa simplificação não afete de maneira significativa os resultados. Dessa maneira, optou-se pela densidade máxima disponível pelo AUTOCAD.

Uma vez criados os arquivos STL, os mesmos devem passar por uma validação para verificar a existência de erros na criação do arquivo, os quais teriam potencial em inserir algum erro na simulação. Essa validação é feita pela utilização do *software* MiniMagics, disponibilizado juntamente com a licença do FLOW 3D®, o qual verifica a consistência das faces e de seus respectivos vetores normais. A

Figura 5.5 demonstra a metodologia de validação. Com o arquivo de geometria validado e sem erros o próximo passo é a importação no FLOW 3D®.

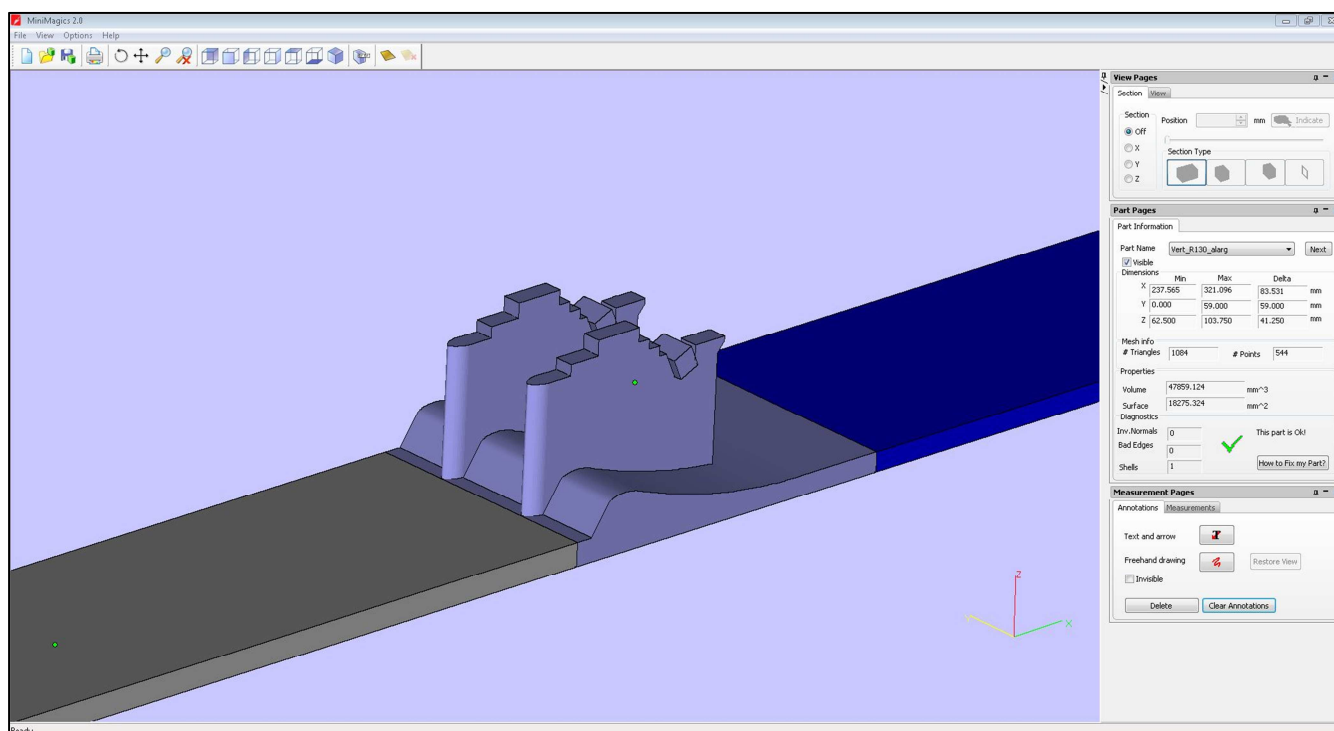


Figura 5.5 - Validação da geometria exportada no software MiniMagics

O último passo da caracterização geométrica é a definição das rugosidades das superfícies do modelo. O FLOW 3D® utiliza o conceito de altura de rugosidade, ou seja, a rugosidade é definida como uma dimensão física da irregularidade dos elementos constituintes da geometria.

No modelo em questão existem apenas três tipos de superfície importantes, os canais de aproximação e restituição os quais são escavados em rocha no protótipo e a estrutura do vertedouro, construída em concreto. É preciso lembrar que o presente trabalho não busca simular as condições do protótipo em si, mas sim busca fazer uma comparação com o modelo físico do vertedouro. No modelo físico a estrutura do vertedouro foi construída em acrílico e os canais de aproximação e restituição em concreto revestido com argamassa de cimento. Sabendo então que a medição física da rugosidade no modelo físico é algo impraticável, optou-se por utilizar uma rugosidade de 0,0006 m para o concreto do vertedouro e 0,05 m para os canais, essa última, consideravelmente mais lisa do que uma escavação em rocha.

5.2 Malha de elementos finitos

De posse da geometria já importada no FLOW 3D® deu-se início ao processo de criação da malha de elementos finitos. Como já mencionado no item 3.1.2 a determinação da quantidade de elementos, e densificação da mesma, é uma das etapas mais importantes da modelagem numérica e devem ser tomadas todas as precauções para garantir a sua qualidade.

Para agilizar o processo de convergência de cada simulação optou-se neste trabalho por realizar simulações em série. Uma vez que os dois tipos de testes simulados no presente trabalho são consideravelmente diferentes, foram utilizados dois processos distintos, um para as simulações de escoamento livre, nas quais foram utilizadas três malhas diferentes, e outra para as simulações de escoamento controlado por comportas, a qual se utilizou apenas duas malhas.

Sendo assim, a primeira simulação, dos cenários de escoamento livre, é realizada com uma malha mais grosseira por um tempo de simulação maior. Já a segunda é iniciada a partir dos resultados finais da primeira simulação, através da opção de simulação *Restart* presente no FLOW 3D®, e possui uma malha um pouco mais densa. A terceira simulação, iniciada a partir dos resultados da segunda, apresenta então a maior densidade de elementos. Essa malha mais densa foi definida de maneira que as áreas de interesse fossem adequadamente representadas.

A primeira etapa possui uma malha de elementos cúbicos de 2 m de aresta cada em todo o domínio do modelo, totalizando assim cerca de 180.000 células e foi simulada por um tempo de 4.000 segundos (tempo real de escoamento). A Figura 5.6 mostra o aspecto geral da malha da simulação inicial.

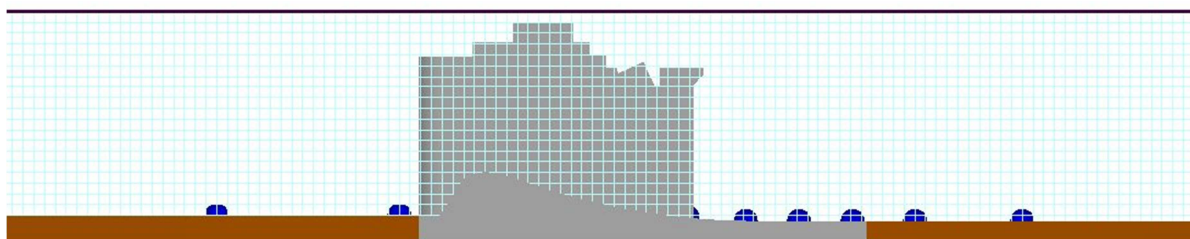


Figura 5.6 - Malha de elementos da simulação inicial

Já para a segunda simulação se manteve a discretização global de 2 m e se refinou uma área de 200 m de extensão ao redor da estrutura do vertedouro, sendo 70 m a montante da crista e 130 m a jusante, onde os elementos cúbicos passaram a ter 1 m de aresta. A extensão maior de discretização a jusante da crista é justificada pela necessidade de discretização do ressalto hidráulico a se formar. Com essa discretização adicional a malha passou a ter cerca de 545.500 elementos e se optou por simular o modelo por 1.000 segundos adicionais. A Figura 5.7 mostra o aspecto geral da malha da segunda simulação.

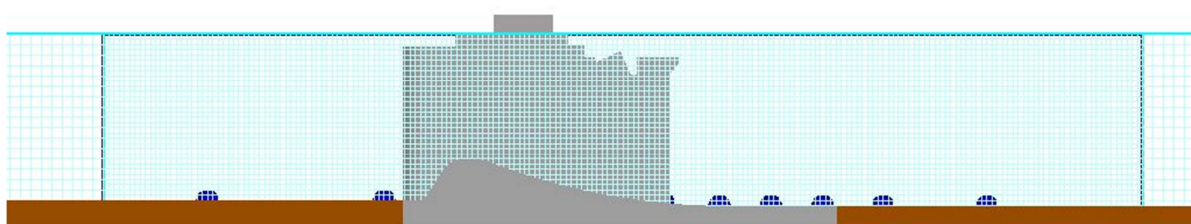


Figura 5.7 - Malha de elementos da segunda simulação

Para a terceira e última simulação foi definida uma área adicional de discretização de 80 m de comprimento, sendo 20 m a montante da crista e 70 m a jusante. Os elementos utilizados nessa região possuíam arestas de 0,5 m de tamanho. Essa última discretização teve por objetivo garantir a representatividade geométrica da crista, uma vez que ela é um dos principais elementos definidores da capacidade de descarga do vertedouro. Os três trechos distintos de densidade de malha somaram então um total de 1.907.000 elementos. A última simulação foi rodada por 500 segundos sendo esse tempo suficiente para adequação do escoamento às novas condições geométricas. A Figura 5.8 apresenta a malha da última simulação.

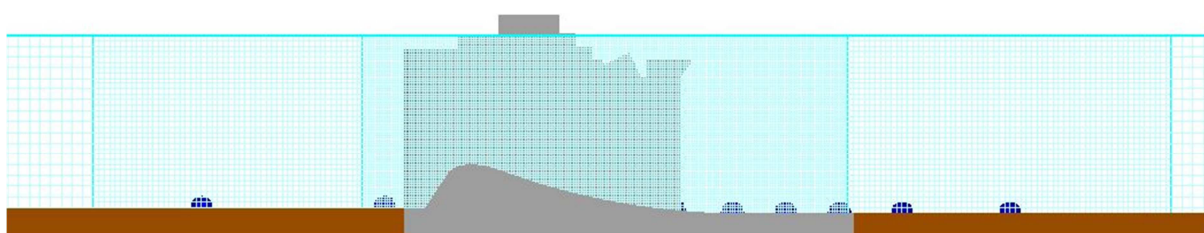


Figura 5.8 - Malha de elementos da última simulação

Como já mencionado, para o caso das simulações com comporta foram utilizadas apenas duas malhas. A escolha por essa outra metodologia se baseou em duas características principais. A primeira diz respeito à estabilização do modelo e a segunda à discretização da abertura formada pela comporta. Quanto à estabilização do modelo, ou seja, formação de um escoamento permanente, o escoamento por orifício é razoavelmente mais simples do que no escoamento livre uma vez que não existe a formação de todo um perfil ao longo do vertedouro e o escoamento a montante da comporta possui velocidades significativamente menores. Essa característica permite que as simulações necessitem de um tempo total de simulação reduzido.

Num escoamento com a presença de comporta uma das variáveis mais importantes é a abertura da comporta, uma vez que é ela que define a capacidade de descarga do vertedouro. Assim, num modelo numérico deve-se garantir uma discretização minimamente adequada dessa região ou haverão erros apreciáveis na vazão escoando pelo vertedouro. Dessa maneira se achou mais prudente em não utilizar uma malha com elementos de 2,0 m de aresta (Figura 5.6), uma vez que a mesma não representaria de maneira adequada a geometria do orifício, e já se iniciar a análise com a malha da Figura 5.7, adaptada à condição de escoamento controlado.

Essas duas características do modelo serviram então como base para a metodologia adotada. Adicionalmente à utilização de apenas duas malhas, as mesmas tiveram seu trecho de montante reduzido em 100 m e a respectiva cota superior da malha elevada da cota 100 m para a cota 106 m. A redução do trecho de montante teve por objetivo a diminuição do tempo computacional e a elevação da cota superior da malha objetivou garantir que a comporta fosse adequadamente reproduzida. Com essas alterações, a malha da primeira simulação com comportas possui uma discretização global de 2 m e uma área refinada, de 200 m de extensão, ao redor da estrutura do vertedouro onde os elementos cúbicos possuem 1 m de aresta. Com essas características a malha possui cerca de 615.000 elementos e foi simulada por um tempo total de 1.000 segundos. Uma representação da mesma pode ser vista na Figura 5.9.

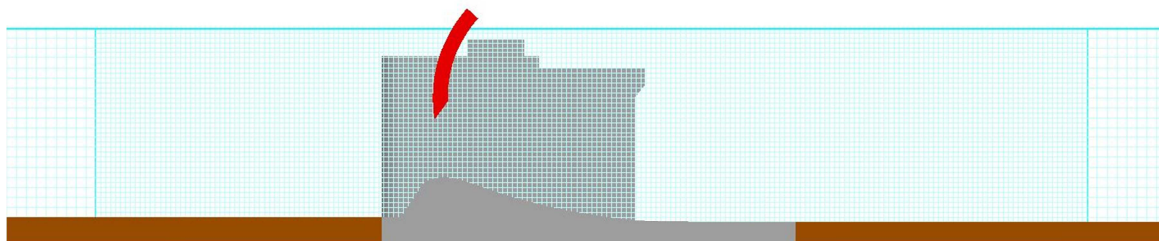


Figura 5.9 - Malha de elementos da primeira simulação com comportas

A segunda simulação foi composta por uma malha com uma área adicional de discretização de 80 m de comprimento formada por elementos com arestas de 0,5 m e totalizando cerca de 1.915.000 elementos. A mesma utilizou os resultados da primeira como condição inicial e foi simulada por 250 segundos adicionais. A segunda malha, juntamente com a geometria da comporta, é apresentada na Figura 5.10.

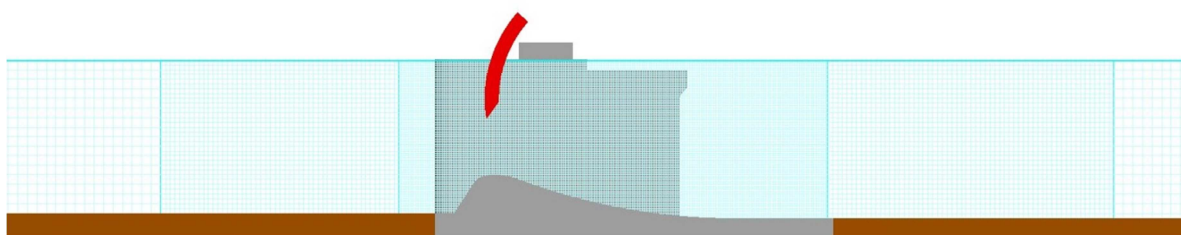


Figura 5.10 - Malha de elementos da segunda simulação com comportas

A progressiva discretização do modelo garante que ao final do processo a geometria do vertedouro atinja um estado de representação adequada de maneira à garantir resultados satisfatórios.

De caráter ilustrativo, a Figura 5.11 apresenta as três geometrias distintas da crista do vertedouro utilizadas nas simulações, uma para cada malha de elementos.

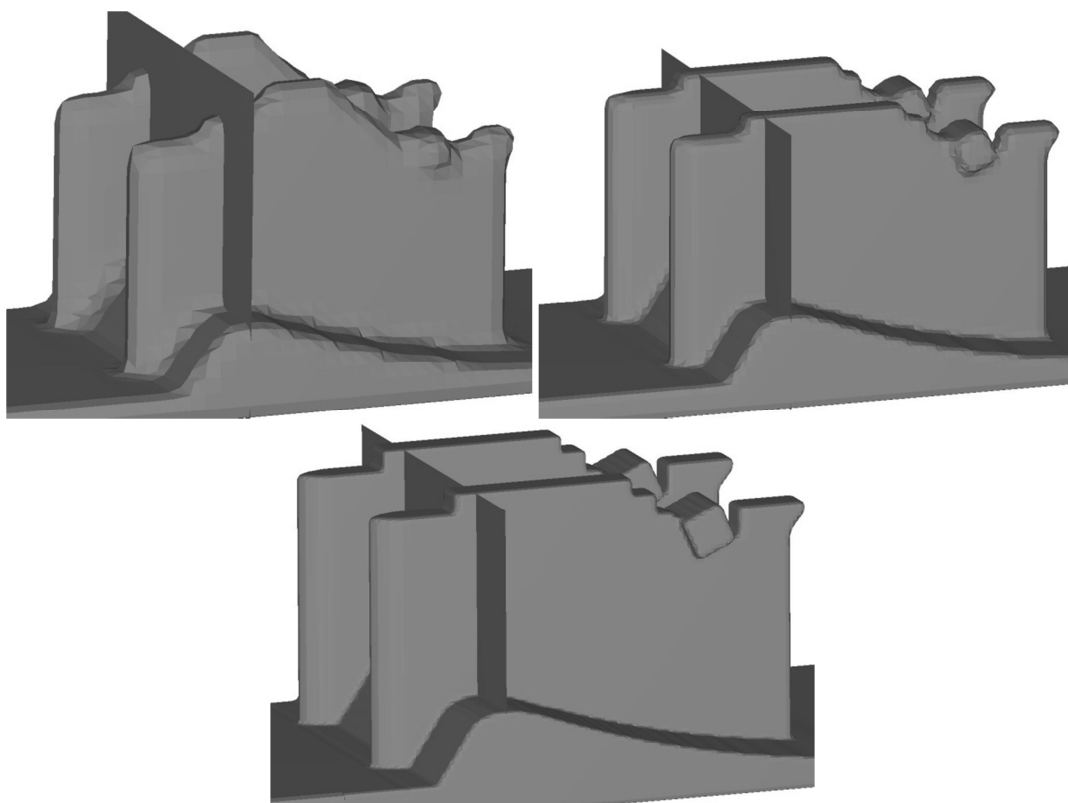


Figura 5.11 - Representação geométrica do vertedouro das três malhas utilizadas nas simulações

5.3 Condições de contorno e condição inicial

Uma vez a geometria e a malha de elementos finitos definidas é necessário que as condições de contorno e as condições iniciais sejam escolhidas. Devido às características distintas entre o modelo de escoamento livre e o modelo controlado por comporta, foram utilizadas condições de contorno distintas para cada tipo de simulação. As condições de contorno podem ser vistas na Figura 5.12, no caso de escoamento livre, e na Figura 5.13 para a simulação com presença de comportas.

Na seção de montante da Figura 5.12 é possível observar um "V", o qual caracteriza uma condição de contorno do tipo velocidade e nela então é definida um nível de água fixo e uma velocidade constante de modo que então seja possível definir a vazão da simulação de acordo com a equação da continuidade. A jusante, caracterizada pela letra "P" é definida uma condição de contorno do tipo pressão, na qual é imposto um nível de água fixo e uma condição de superfície livre. O nível de água de jusante é determinado pela curva-chave de jusante utilizada nos ensaios do modelo físico. Para cada uma das simulações numéricas foi utilizado o mesmo nível de jusante dos testes no modelo físico.

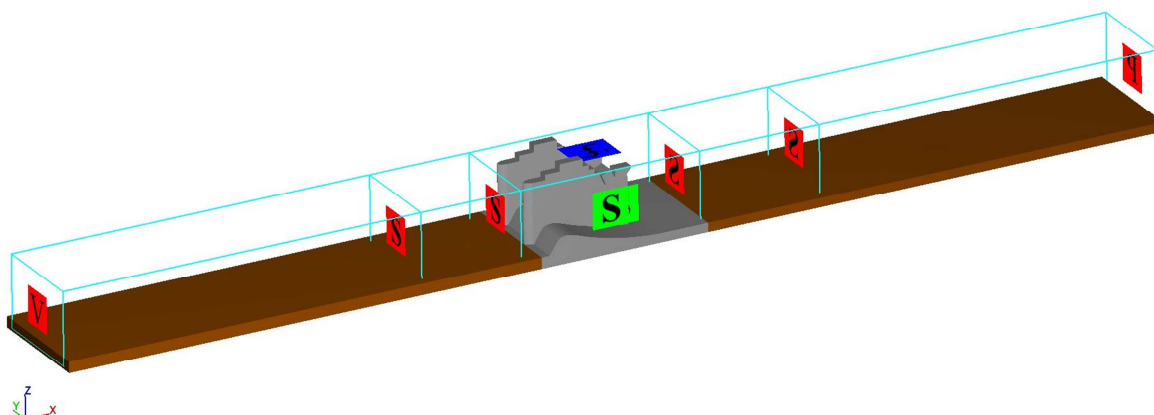


Figura 5.12 - Condições de contorno das simulações de escoamento livre

Como já mencionado, as condições de contorno das simulações com comportas é um pouco diferente. É possível observar esse fato na Figura 5.13 na qual, para a seção de montante, temos a letra "P" representando uma condição de contorno do tipo pressão de estagnação, a qual representa o nível de energia a montante do vertedouro. Dessa maneira a vazão escoando pelo vertedouro será um resultado e função da geometria da ogiva e abertura da comporta. A condição de contorno de jusante é semelhante ao modelo de escoamento livre e definida por um nível de água fixo sendo o mesmo igual aos utilizados nos respectivos ensaios de modelo físico.

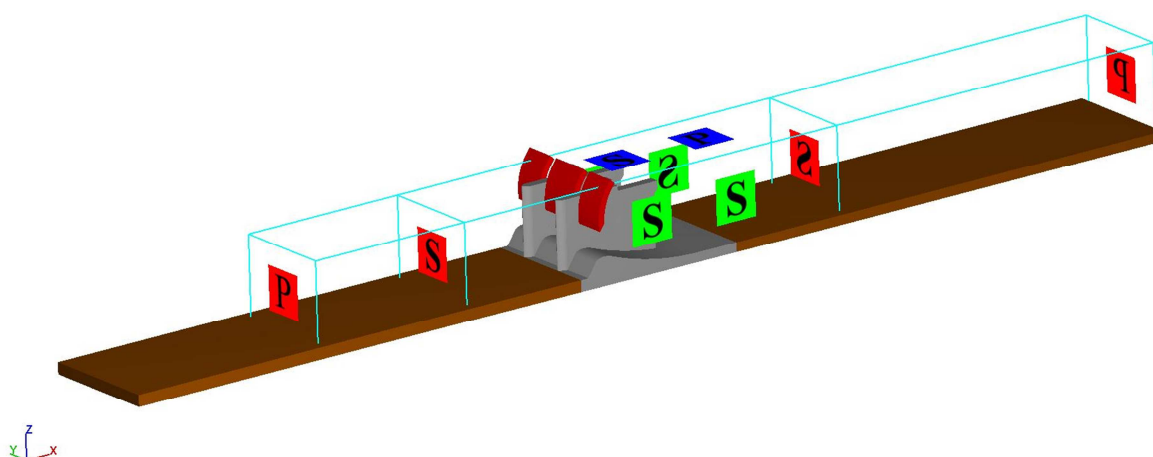


Figura 5.13- Condições de contorno das simulações de escoamento controlado

Para todos os blocos de malha internos foi utilizada, em ambos os tipos de simulação, uma condição de simetria, definida pela letra "S" a qual é necessária para que seja feita a interface entre os diferentes tamanhos de malha. Para a primeira simulação, a qual apresenta apenas um bloco de malha, as condições de contorno internas são inexistentes e para as subseqüentes simulações, com blocos adicionais de discretização de malha, as condições de contorno extremas são determinadas pelas simulações anteriores, através da opção de simulação do tipo *Restart*, já mencionada anteriormente.

Adicionalmente às condições de contorno, as condições iniciais influenciam diretamente o tempo em que uma simulação vai atingir sua convergência e, em alguns casos, pode até determinar a estabilidade de um modelo. No presente caso, as condições iniciais apenas são definidas na simulação inicial, de malha menos discretizada, uma vez que as condições iniciais das outras simulações advêm da simulação diretamente anterior. Assim, como condições iniciais da primeira simulação foram definidas duas regiões de nível de água constante sendo que o comprimento dessas regiões variou para cada um dos dois tipos de simulação.

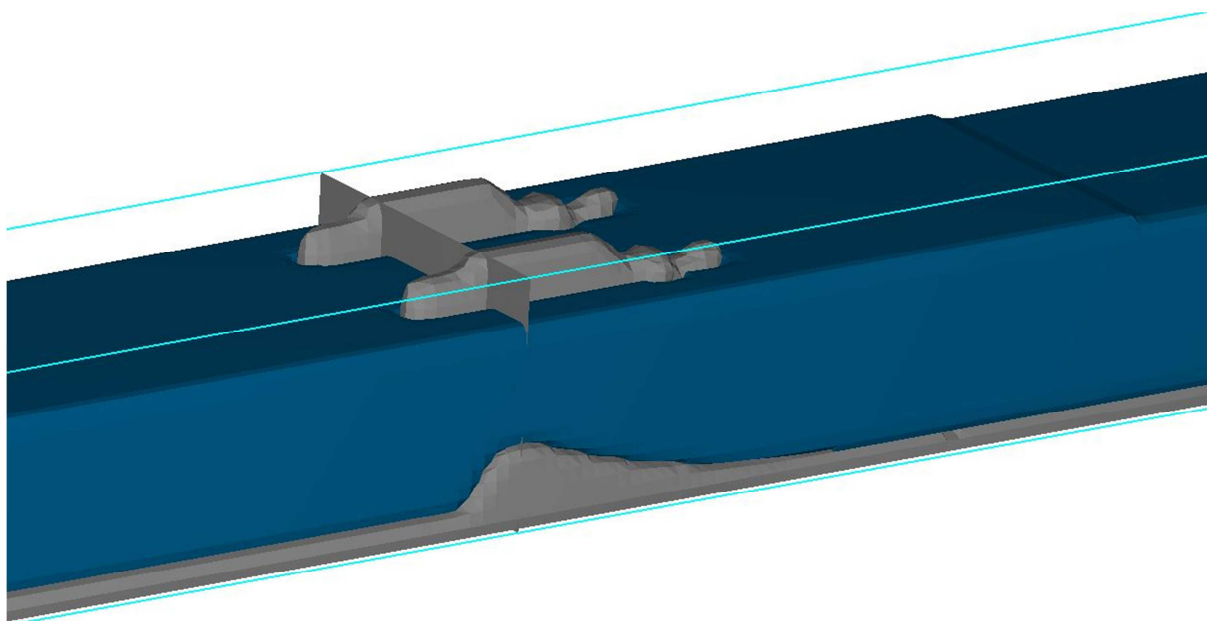


Figura 5.14 - Exemplo de condição inicial das simulações de escoamento livre

Para as simulações de escoamento livre, a distribuição das regiões foi definida da seguinte maneira. Da seção de montante inicial do modelo até uma seção um pouco a jusante do vertedouro, perfazendo um comprimento total de 380 m, foi atribuído o mesmo nível de água da condição de contorno de montante.

Dessa seção até o final do modelo numérico se definiu um nível de água igual ao nível de jusante determinado pela curva-chave. Para ambos os trechos foi também atribuída uma velocidade inicial uniforme igual à condição de contorno de montante de maneira que toda a massa de fluido tivesse um movimento uniforme e assim fosse evitado qualquer choque e ondas desnecessárias. A Figura 5.14 ilustra a situação inicial da simulação na qual é possível ver na parte direita da figura uma depressão que caracteriza a diferença entre níveis de água a montante e a jusante no modelo. Essa pequena diferença já traz uma ideia do grande grau de afogamento ao qual o vertedouro da UHE Belo Monte está sujeito.

As condições iniciais do modelo com comportas (Figura 5.15) foram definidas de maneira ligeiramente distinta. Semelhantemente ao modelo de escoamento livre foram definidas duas regiões de nível de água constante para o início da simulação. A região de montante contempla todo o canal de aproximação até a seção da crista do vertedouro, logo a montante da comporta. Para essa região foi atribuído um nível de água igual ao nível usado como condição de contorno de montante do modelo. A jusante da comporta foi então definida a segunda região com nível de água determinado pelo nível da seção de jusante do modelo. Ao contrário do modelo numérico de escoamento livre no qual foram impostas velocidades iniciais ao fluido, no modelo com comportas se optou por iniciar o mesmo com uma velocidade nula. Essa decisão foi tomada pelo fato de que esse modelo apresenta um "obstáculo" ao escoamento, a comporta. Então, caso fosse iniciada a simulação com uma determinada velocidade, o fluido iria se chocar contra a comporta causando um galgamento da estrutura do vertedouro e possíveis instabilidades numéricas devido à característica caótica que o escoamento adquiriria.

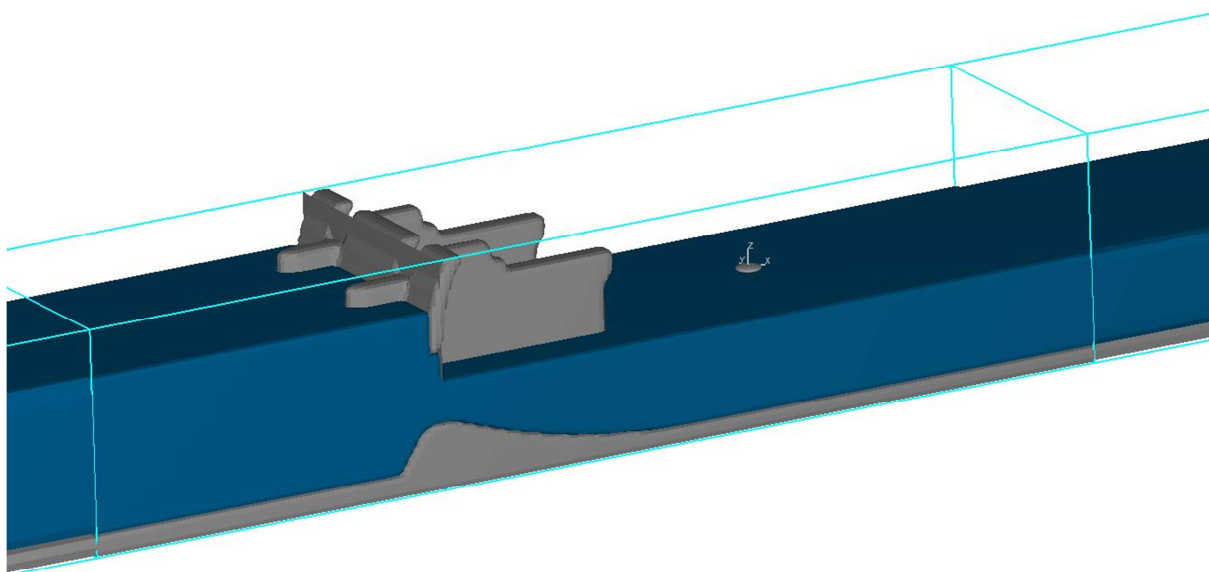


Figura 5.15 - Exemplo de condição inicial das simulações de escoamento controlado

6 SIMULAÇÕES

Como já mencionado nos objetivos e na metodologia deste trabalho, o mesmo busca avaliar se o modelo numérico consegue reproduzir os resultados e características dos testes realizados em um modelo físico para um vertedouro com alto grau de afogamento. Sendo assim, buscou-se reproduzir a maior gama de ensaios realizados no modelo físico.

Para facilitar as comparações de resultados, todos os dados e resultados do modelo físico são apresentados em escala de protótipo.

A primeira bateria de simulações numéricas baseou-se nos testes com o vertedouro livre, ou seja, sem qualquer tipo de controle de comportas. Foram realizados ao todo nove simulações variando a vazão de 5.000 m³/s a 72.278 m³/s (vazões de protótipo), sendo a última referente a VMP. Os dados e resultados desses testes podem ser vistos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Vazões simuladas e resultados do modelo físico -Vertedouro livre

Teste	Vazão do Protótipo (m ³ /s)	Vazão Específica (m ³ /s/m)	Nível de Jusante (m)	Velocidade de Aproximação (m/s)	Nível de Água do Reservatório (m)	Coeficiente de Descarga (m ^{1/2} /s)
1	5.000	12,5	84,74	0,61	84,75	0,48
2	10.000	25,0	86,16	1,12	86,24	0,76
3	21.930	54,8	89,04	2,12	89,35	1,12
4	29.472	73,7	90,52	2,64	90,99	1,27
5	33.776	84,4	91,23	2,95	91,82	1,34
6	40.262	100,7	92,35	3,35	93,10	1,42
7	51.052	127,6	93,94	3,97	95,07	1,53
8	61.482	154,6	95,45	4,50	97,06	1,60
9	72.278	180,7	96,70	5,00	98,78	1,66

A sexta coluna (Nível de Água do Reservatório) deve ser interpretada como o nível de energia do escoamento a montante do vertedouro. Sendo assim, é possível calcular a energia cinética do escoamento (altura de velocidade) tomando como base as velocidades da coluna cinco e com isso, subtraindo-se esse valor do nível de energia, determinar o nível de água de aproximação do vertedouro. A condição de contorno de montante do modelo numérico de escoamento livre foi então definida assumindo níveis de água entre 0,10 m e 0,50 m superiores a esses calculados e com isso, mais os valores de vazões a serem simuladas, foram determinadas as

respectivas velocidades a serem usadas como condição de contorno. Os valores para cada uma das simulações por ser visto na Tabela.

Tabela 6.2 - Condições de contorno das simulações

Simulação	Vazão (m³/s)	NE (m)	Vel. Aprox. (m/s)	$v^2/2g$ (m)	NA aprox. (m)	NA Condição Contorno (m)	Vel. Inicial F3D (m/s)	NAj (m)
1	5.000	84,75	0,61	0,019	84,73	84,80	0,607	84,74
2	10.000	86,24	1,12	0,064	86,18	86,35	1,112	86,16
3	21.930	89,35	2,12	0,229	89,12	89,20	2,111	89,04
4	29.472	90,99	2,64	0,355	90,63	90,80	2,638	90,52
5	33.776	91,82	2,95	0,444	91,38	91,60	2,921	91,23
6	40.262	93,10	3,35	0,572	92,53	92,80	3,313	92,35
7	51.052	95,07	3,97	0,803	94,27	94,60	3,917	93,94
8	61.482	97,06	4,50	1,032	96,03	96,53	4,398	95,45
9	72.278	98,78	5,00	1,274	97,51	98,01	4,916	96,70

Adicionalmente aos resultados de capacidade de descarga apresentados também foram levantados os perfis de linha de água do escoamento pelo centro do vertedouro e pressões em diversos pontos da estrutura. No modelo físico, as pressões foram medidas tanto através de piezômetros quanto de transdutores.

A segunda bateria de simulações buscou reproduzir os quinze ensaios realizados no modelo físico com a presença do controle de comporta. Esses ensaios permitiram simular um total de sete aberturas diferentes de comportas sendo que para cada uma foram simulados dois níveis de jusante, com exceção da abertura máxima para a qual foram considerados três níveis de jusante distintos. A Tabela 6.3 apresenta as aberturas de comporta de cada um dos ensaios bem como seus respectivos níveis de energia a montante do vertedouro, níveis de água a jusante do modelo físico, vazão específica, vazão por vão e capacidade de descarga total resultante.

Como já mencionado no item 5.3, os níveis de energia a montante e níveis de água a jusante do modelo físico foram utilizados como condições de contorno para o modelo numérico com a presença da comporta. Como esses dados já estavam diretamente disponíveis no relatório de resultados do modelo físico não houve então a necessidade de cálculos adicionais para determinar as condições de contorno conforme foi necessário para o modelo numérico do vertedouro com escoamento livre.

Além da capacidade de descarga do vertedouro também estavam disponíveis os dados de medição de pressão oriundos de piezômetros e transdutores instalados no modelo físico. Vale ressaltar que para os testes com controle de comporta não foram medidos no modelo os perfis de linha de água do escoamento. Por essa razão os mesmos não foram objeto de análise no presente trabalho.

Tabela 6.3 - Características dos testes em modelo físico - Vertedouro controlado

Teste	Abertura G_0 (m)	NEm (m)	NAj (m)	Vazão Espec. (m^2/s)	Vazão por vão (m^3/s)	Vazão Total Modelo Reduzido (m^3/s)
1	0,5	97,03	82,00	6,4	128,6	257,2
2	0,5	96,99	84,02	5,9	118,4	236,8
3	1,0	97,11	82,05	13,2	264,8	529,6
4	1,0	96,99	84,53	11,7	234,0	468,0
5	3,0	96,97	82,65	42,4	847,0	1694,0
6	3,0	96,90	87,01	33,7	674,2	1348,4
7	6,0	96,83	82,94	79,9	1597,8	3195,6
8	6,0	97,03	88,98	65,2	1303,2	2606,4
9	9,0	97,01	84,00	111,7	2233,0	4466,0
10	9,0	97,01	90,50	99,7	1994,4	3988,8
11	12,0	97,04	83,99	140,0	2799,4	5598,8
12	12,0	97,08	94,00	95,9	1918,6	3837,2
13	15,0	97,19	82,45	164,8	3296,0	6592,0
14	15,0	97,03	92,00	158,8	3176,8	6353,6
15	15,0	96,94	95,52	86,1	1722,8	3445,6

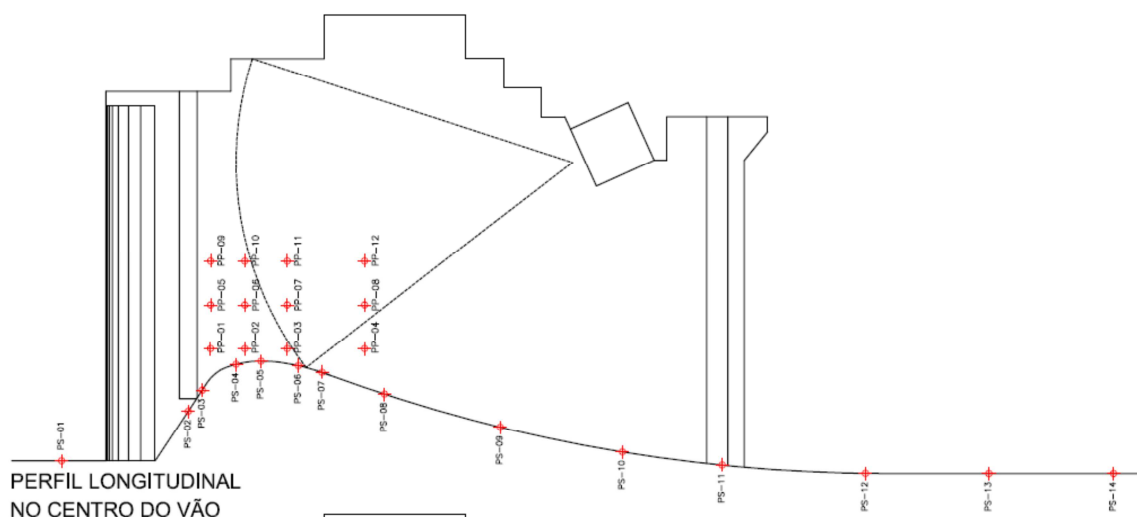


Figura 6.1 - Localização dos piezômetros no modelo físico - centro do vão e face do pilar

Mesmo sendo apresentados os dados de medição de pressões dos transdutores os mesmos optou-se por não utilizá-los uma vez que as equações de

movimento dos fluidos resolvidas pelo FLOW 3D® não são capazes de reproduzir a variação instantânea de pressões que os transdutores captam. Isso se deve ao fato de que as equações levam em conta apenas as médias temporais das variações turbulentas. Dessa maneira, no presente trabalho foram apenas considerados os dados dos piezômetros para os efeitos de comparação de resultados.

A Figura 6.1 e a Figura 6.2 mostram a localização dos piezômetros no modelo físico. Foram utilizados 19 piezômetros ao longo da crista, sendo 14 no centro e 5 ao pé do pilar, e 12 outros no pilar divididos em três linhas nas elevações 77,0 m, 80,5 m e 84,0 m.

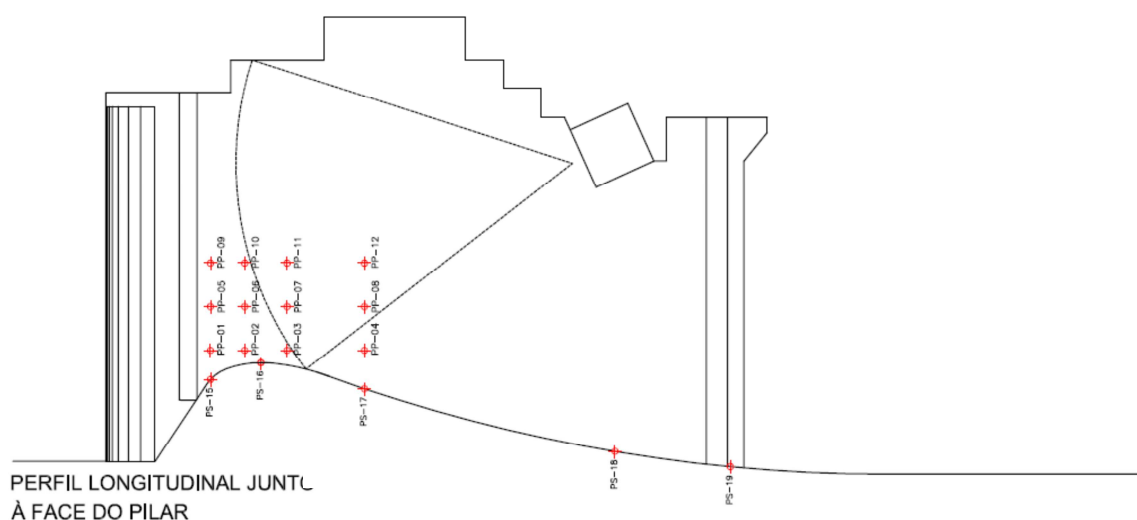


Figura 6.2 - Localização dos piezômetros no modelo físico - junto ao pilar

Para que fosse possível a comparação direta de resultados entre o modelo físico e o modelo numérico foram colocados no modelo numérico pontos de aquisição de resultados, os chamados *Probes*, nos mesmos lugares que os piezômetros no modelo físico. Os *Probes* adquirem diversos tipos de resultados ao longo da simulação, sendo que o de principal interesse é o valor da pressão média em cada ponto.

7 RESULTADOS

No presente capítulo são apresentados os resultados comparativos das simulações referentes aos modelos do vertedouro com escoamento livre e com controle de comportas. Ao todo foram realizadas 24 simulações sendo 9 com escoamento livre e 15 do modelo com diversas aberturas distintas das comportas.

7.1 Simulações dos cenários com escoamento livre

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de escoamento livre através do vertedouro para os quais foram comparadas três variáveis: capacidade de descarga, perfis de linha de água e distribuição de pressões ao longo da estrutura. A comparação foi feita utilizando os resultados dos ensaios realizados em modelo físico no CEHPAR.

7.1.1 Capacidade de descarga

Para a comparação de capacidade de descarga foram reproduzidos todos os nove testes realizados em modelo físico. Com esses testes, buscou-se avaliar qual a capacidade de descarga proveniente do modelo numérico e como ela pode ser comparada com o modelo físico e com o dimensionamento teórico a partir da metodologia exposta no capítulo 2.1.

A comparação de capacidade de descarga se deu pela direta avaliação do nível de energia a montante resultante do escoamento através do vertedouro e seu respectivo valor de coeficiente de descarga (C_d). A Tabela 7.1 traz os resultados das curvas de descarga comparadas: a curva advinda do modelo físico e a curva desenvolvida pelo modelo numérico.

Tabela 7.1 - Resultados comparativos de capacidade de descarga

Vazão (m ³ /s)	Curva Modelo Físico		Curva Modelo Numérico		Δ Mod Num/Mod Fís	
	NE (m)	Cd	NE (m)	Cd	NE (m)	Cd (%)
5000	84,75	0,483	84,77	0,481	0,02	-0,41%
10000	86,24	0,763	86,25	0,761	0,01	-0,24%
21930	89,35	1,124	89,34	1,124	-0,01	0,04%
29472	90,99	1,270	90,99	1,270	0,00	0,00%
33776	91,82	1,342	91,80	1,344	-0,02	0,14%
40262	93,10	1,423	93,08	1,426	-0,02	0,16%
51052	95,07	1,533	95,01	1,541	-0,06	0,51%
61482	97,06	1,590	96,88	1,611	-0,18	1,27%

Vazão (m ³ /s)	Curva Modelo Físico		Curva Modelo Numérico		Δ Mod Num/Mod Fís	
	NE (m)	Cd	NE (m)	Cd	NE (m)	Cd (%)
72278	98,78	1,662	98,52	1,691	-0,26	1,71%

Para efeitos comparativos se avaliou a diferença absoluta entre o nível de energia do modelo físico e do modelo numérico, além de uma comparação percentual do coeficiente de capacidade de descarga.

Pela análise da tabela é possível observar que as diferenças absolutas de nível de água são muito pequenas, não passando de 0,06 m até a vazão de 51.052 m³/s (correspondente a uma cheia de período de recorrência de 1.000 anos). Para os dois testes finais, vazão decamilenar e VMP, os resultados do modelo numérico mostraram uma diferença mais expressiva, apresentando valores de níveis de energia inferiores aos encontrados com o modelo físico e chegando, para a VMP, a diferenças de 0,26 m. Essas diferenças num primeiro momento podem até parecer grandes, porém é preciso lembrar que a carga sobre a crista do vertedouro, para a VMP por exemplo, é de cerca de 22,5 m, ou seja, uma diferença de 0,26 m representar cerca de 1% e pode então ser considerada bem dentro dos limites de aceitação.

A mesma análise pode ser feita comparando os coeficientes de capacidade de descarga de cada uma das simulações. Nas vazões mais baixas existe uma tendência inicial de maior capacidade de descarga do modelo físico, porém essa tendência é logo revertida e chega a um máximo de 1,71% de diferença, em prol do modelo numérico, para a VMP. Tomando a ordem crescente das vazões é possível perceber, como mostrado inclusive na Figura 7.2, que existe uma tendência de crescimento na relação entre os coeficientes de capacidade de descarga do modelo numérico e de modelo físico.

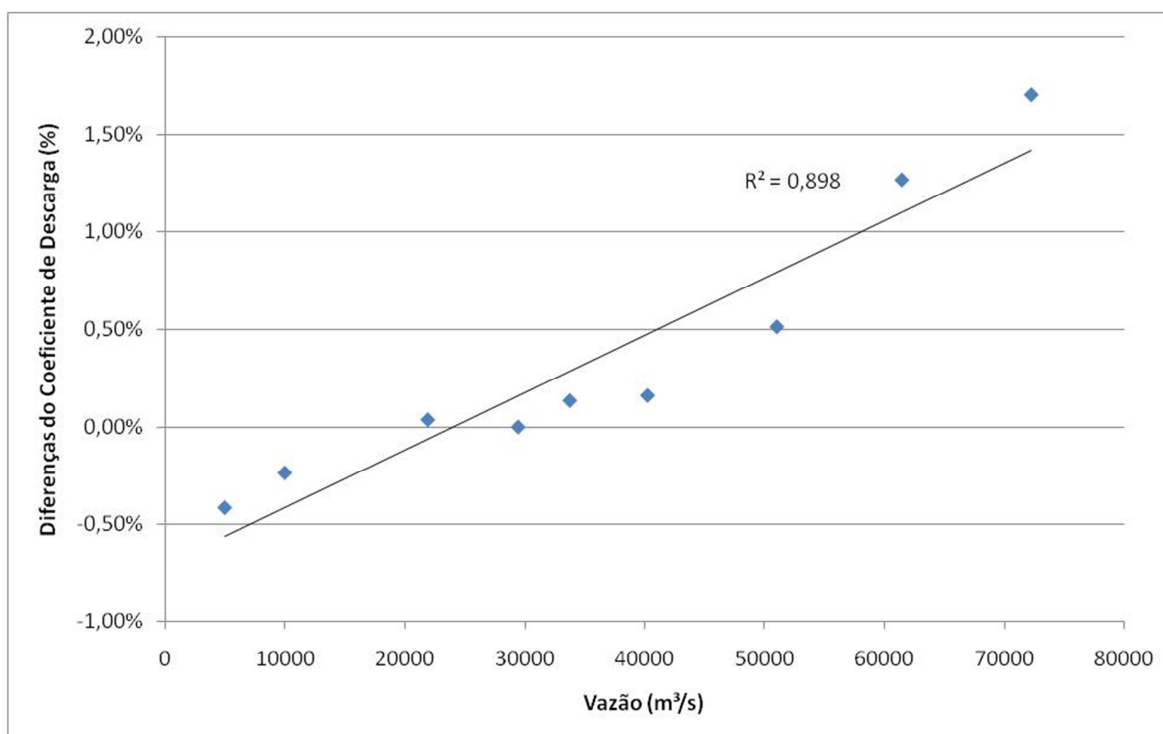


Figura 7.1 - Diferenças do Cd para diversas vazões

Apesar dessa tendência, a magnitude das diferenças, tanto positivas quanto negativas, não ultrapassa 2%. Essa diferença é da mesma ordem de grandeza observada por diversos autores como GESSLER (2005), JOHNSON (2006) e GRUBE (2008). Dessa maneira é possível afirmar que a capacidade de descarga determinadas tanto pelo modelo físico quanto pelo modelo numérico são semelhantes e equivalentes, ratificando assim o modelo numérico com uma ferramenta para tais finalidades.

Adicionalmente à comparação em tabela, é apresentada uma análise qualitativa dos resultados através da plotagem em um gráfico, Figura 7.2, dos resultados dos dois modelos e da curva teórica. Desse gráfico é possível ver a grande similaridade entre os resultados dos modelos físico e numérico. Além disso, observa-se a maior capacidade de descarga em relação a curva teórica, contudo essa comparação deve ser feita com cautela uma vez que o dimensionamento teórico se baseou na metodologia para um perfil da soleira vertente do tipo Creager ao passo que o perfil testado no modelo físico, e consequentemente simulado no modelo numérico, é um perfil não convencional de grande raio.

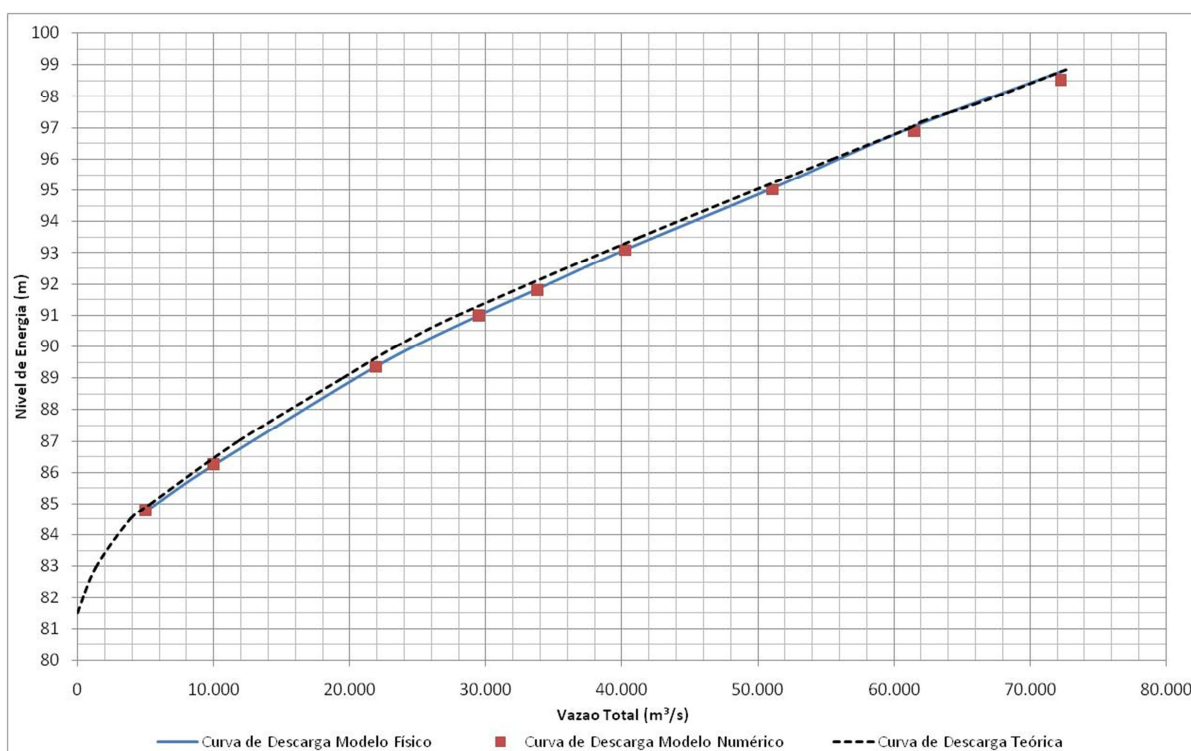


Figura 7.2 - Curvas de descarga teórica, do modelo físico e do modelo numérico

7.1.2 Perfis de linha de água

Uma análise importante para se averiguar a capacidade do modelo numérico em reproduzir os resultados do modelo físico é a comparação, mesmo que visual, dos perfis de linha de água resultantes nos dois modelos para cada um dos testes. Dessa maneira foi realizada uma análise comparativa dos resultados, os quais são mostrados, graficamente, da Figura 7.3 à Figura 7.8. Nos gráficos, as linhas azuis correspondem aos resultados do modelo físico enquanto as linhas vermelhas aos resultados do modelo numérico. Quanto maiores as elevações da linha de água maior a vazão correspondente ao teste.

A Figura 7.3 une em uma só figura as simulações das quatro menores vazões uma vez que o comportamento das mesmas é relativamente semelhante. Em um vertedouro com um grau de afogamento muito grande, as vazões de tempo de recorrência baixa, no caso até tempos de recorrência de 10 anos, apresentam um escoamento no qual mal é possível perceber a existência de uma soleira, ou seja, o escoamento é muito semelhante a de um canal com uma soleira a qual não oferece controle ao escoamento. Isso é evidente para simulações de vazões até 10.000 m³/s na qual a aceleração do escoamento pela passagem sobre a soleira é praticamente imperceptível. Para as vazões de 21.930 m³/s e 29.472 m³/s já é possível perceber

um rebaixamento da superfície de água decorrente da aceleração do escoamento e ondulações a jusante da crista. Nas quatro simulações os perfis comparativos entre os dois modelos mostraram uma similaridade muito grande sendo que para as duas vazões mais altas houve pequenas, e desprezíveis, divergências na parte onde existe a presença de ondas.

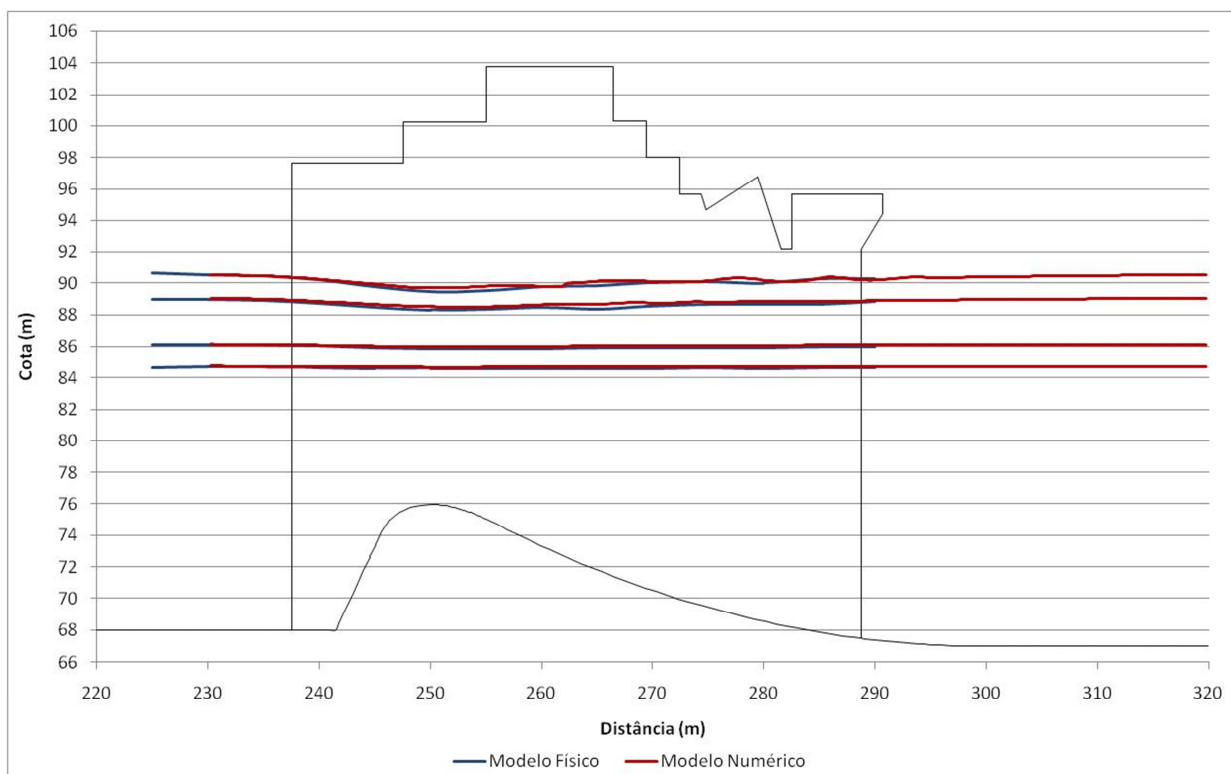


Figura 7.3 - Perfis de linha de água - Vazões de 5.000 m³/s, 10.000 m³/s, 21.930m³/s e 29.472 m³/s

Para os demais testes comparativos optou-se pela exposição de apenas uma simulação por gráfico devido ao caráter mais complexo do escoamento. Os perfis apresentados na 7.4, na Figura 7.5 e na Figura 7.6, correspondentes a vazões de 33.776 m³/s, 40.262 m³/s e 51.052 m³/s, apresentam um comportamento semelhante às vazões de 21.930 m³/s e 29.472 m³/s. Elas também apresentam uma aceleração do escoamento na região da crista e em seguida uma ondulação do perfil a jusante, porém já são mais acentuadas. Novamente a comparação entre o modelo numérico e físico mostra uma similaridade excelente.

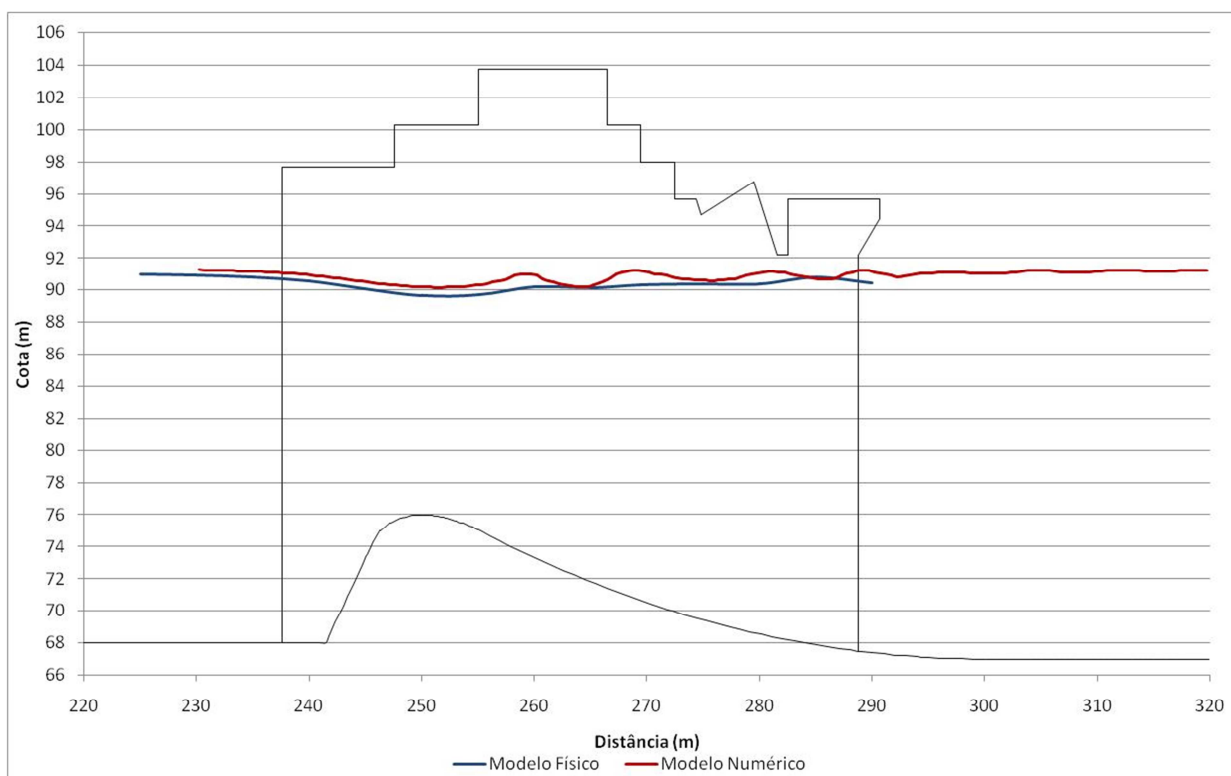


Figura 7.4 - Perfis de linha de água - Vazão de 33.776 m³/s

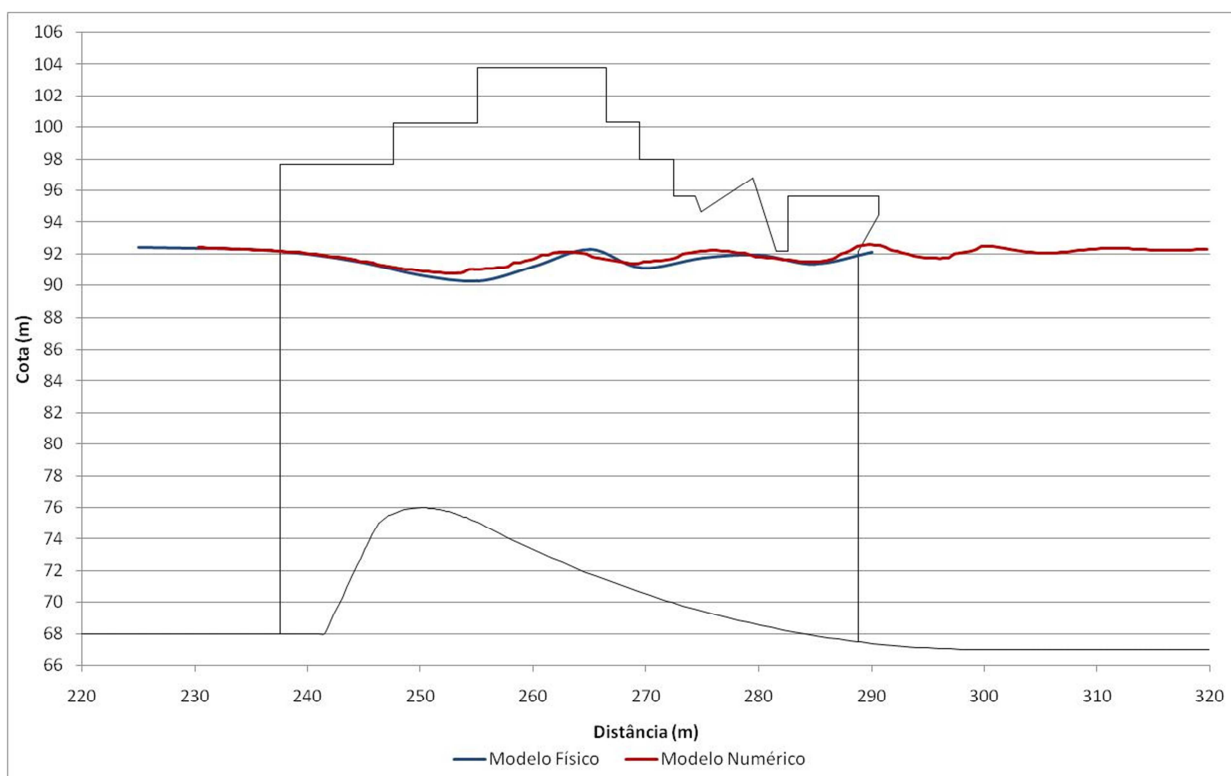


Figura 7.5- Perfis de linha de água - Vazão de 40.262 m³/s

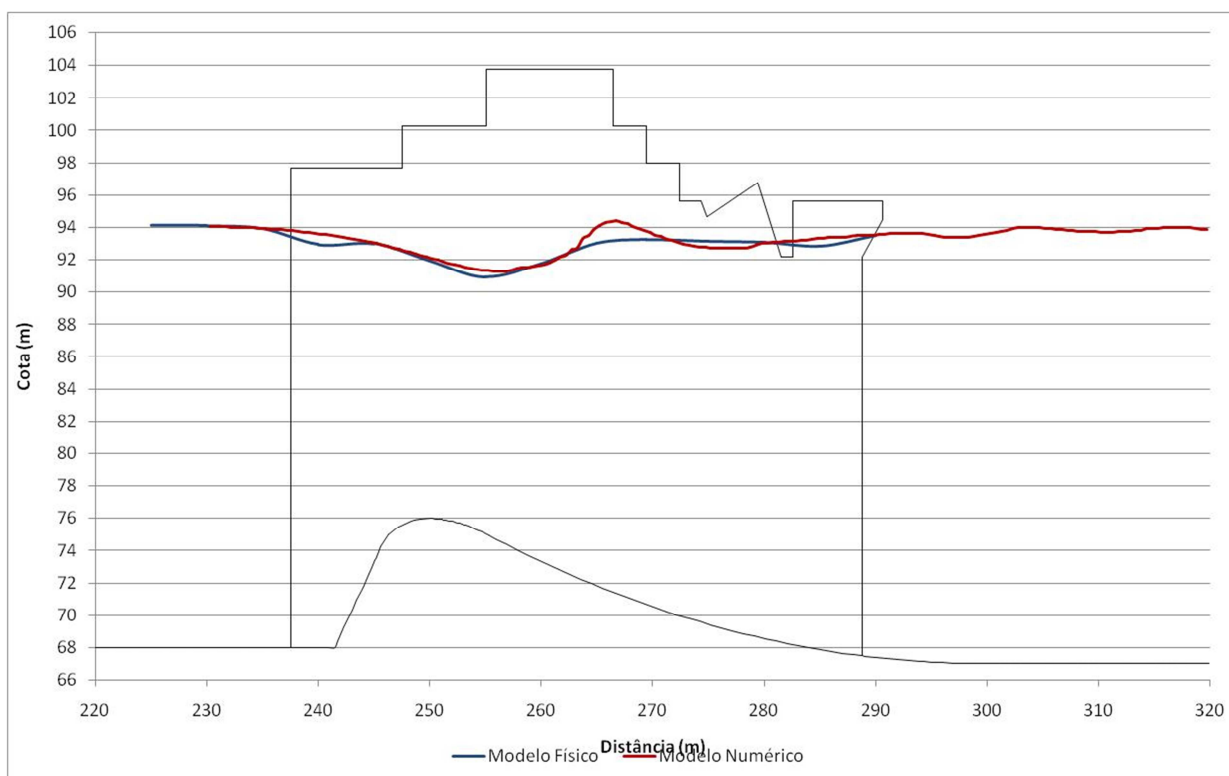


Figura 7.6 - Perfis de linha de água - Vazão de 51.052 m³/s

No perfil correspondente à vazão de 61.482 m³/s (Figura 7.7) a aceleração do escoamento na região da crista já se assemelha mais a um perfil de linha de água característico de um vertedouro, com uma aceleração vertical. Porém, devido aos altos níveis de jusante, essa aceleração logo encontra resistência e é criado um ressalto hidráulico caracterizado ainda pela presença de ondulações para jusante. Esse ressalto é do tipo afogado e a dissipação de energia é relativamente pequena quando comparado à dissipação de um ressalto completamente desenvolvido. Essas características ficam ainda mais evidentes quando se analisa a simulação da vazão 72.278 m³/s, representada na Figura 7.8 e correspondente à VMP.

Na simulação da VMP é perceptível a presença de um ressalto mais forte, porém, também do tipo afogado. O mesmo difere da Figura 7.7 uma vez que o ressalto apresenta um caráter turbulento mais intenso no qual as ondulações deram lugar a variações mais aleatórias do nível de água. Por essa característica o caráter dissipativo do escoamento é mais pronunciado.

Ambas as simulações apresentam um perfil de linha de água muito semelhante ao modelo físico, mostrando claramente que mesmo para condições de ressalto hidráulico o modelo numérico é uma ferramenta confiável na reprodução do perfil do escoamento por um vertedouro de baixa queda.

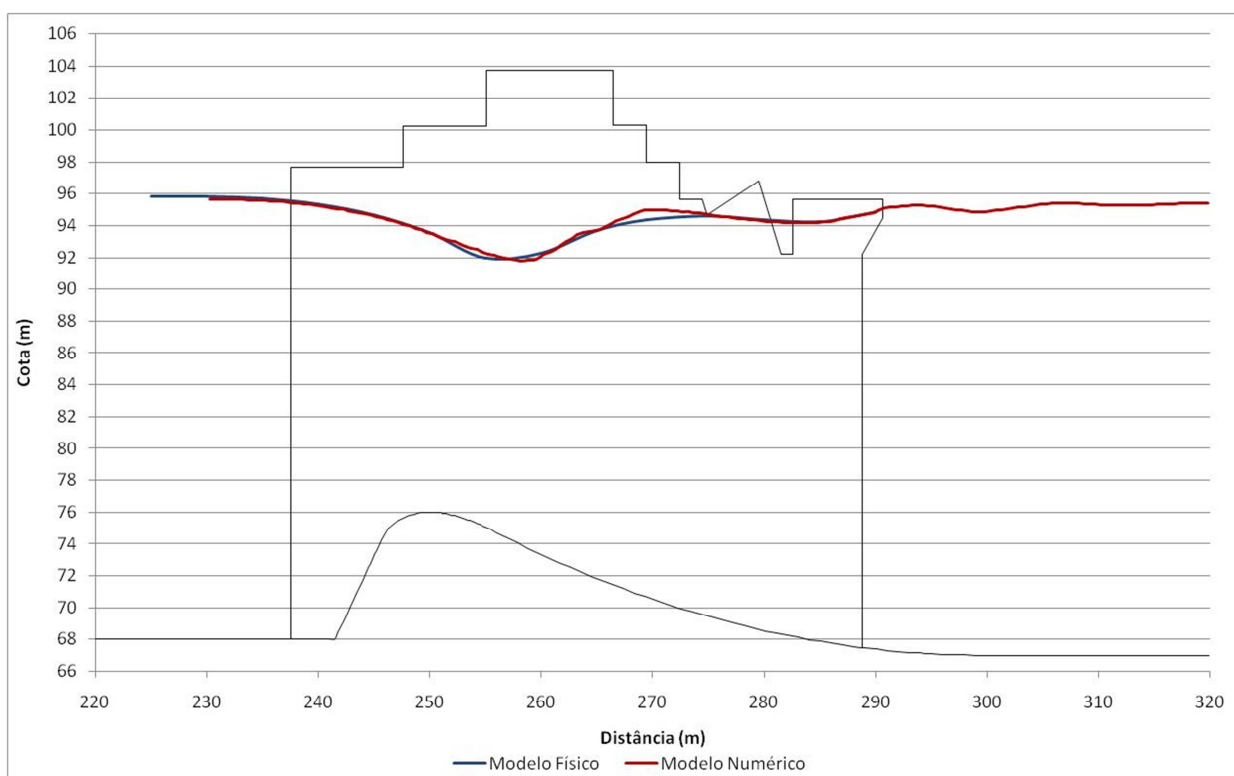


Figura 7.7 - Perfis de linha de água - Vazão de 61.482 m³/s

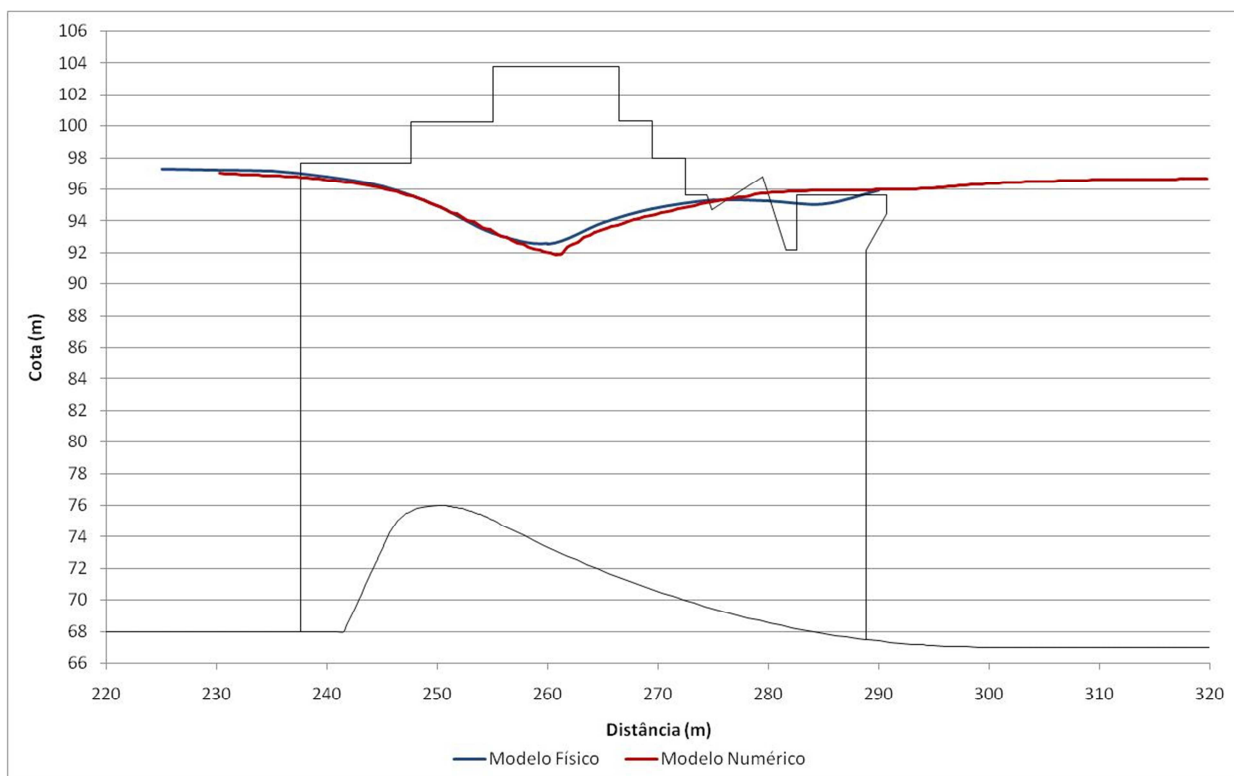


Figura 7.8 - Perfis de linha de água - Vazão de 72.278 m³/s

7.1.3 Pressões

Além da capacidade de descarga e perfis de linha de água, a comparação de resultados entre os dois modelos foi realizada também para os valores de pressão. No modelo físico foram realizadas medição tanto de pressão instantânea, através de transdutores, quanto de pressões médias a partir dos piezômetros.

Como demonstrado no item 2.2.1, no qual foram apresentadas as equações utilizadas no modelo numérico, o FLOW 3D[®] resolve as chamadas *RANS*, as quais representam as interações turbulentas através dos produtos das variações das velocidades turbulentas. Por essa razão a variação instantânea das velocidades e, por consequência, das pressão não é captada e, sendo assim, optou-se por não realizar a comparação dos resultados de pressão do modelo numérico com os resultados dos transdutores. Dessa maneira foram efetuadas apenas as comparações com os resultados dos piezômetros. Essa metodologia é compatível com as conclusões obtidas por CARVALHO (2009), uma vez que o mesmo concluiu que as pressões medidas na bacia de dissipação no modelo numérico utilizado se aproximaram das médias das pressões dos transdutores.

A seguir são apresentados os resultados comparativos dos piezômetros localizados na crista do vertedouro, em uma linha central e outra próxima aos pilares, e também os resultados das pressões obtidas nas faces do pilar.

7.1.3.1 Pressões ao longo da crista no centro do vão

Ao longo da crista do vertedouro e localizados no centro do vão foram utilizados 14 piezômetros sendo um localizado a montante da estrutura da crista (PS-01) e os demais ao longo da mesma e também da bacia de dissipação. Esse arranjo pode ser visualizado na Figura 6.1.

Da Figura 7.10 à Figura 7.14 são apresentadas as comparações das linhas piezométricas dos modelos físico e numérico para as vazões de 5.000 m³/s a 72.278 m³/s. As linhas azuis representam os resultados do modelo físico e as em vermelho do modelo numérico.

A partir desses gráficos é possível tirar algumas conclusões. Na região da crista do vertedouro existe um rebaixamento da linha piezométrica mostrando uma diminuição nos valores de pressão. Isso é esperado uma vez que esse é uma região de aceleração do escoamento, ou seja, há um aumento das velocidades fazendo com que a energia cinética corresponda a uma parcela maior da energia total do

escoamento. Ambos os modelos foram capazes de representar essa situação, contudo, ao analisarmos mais de perto as figuras se observa que nessa região o modelo numérico apresentou uma linha piezométrica mais elevada do que o modelo físico. A ordem de grandeza dessa diferença cresce à medida que a vazão também cresce, porém ela volta a diminuir ligeiramente para a VMP. Na região de aproximação do vertedouro e na bacia de dissipação os valores de pressão dos dois modelos foram muito similares sendo que a magnitude das diferenças é muito pequena.

Sendo assim, mesmo com as diferenças observadas, é possível afirmar que a linha piezométrica no centro do vão foi bem determinada pelo modelo numérico.

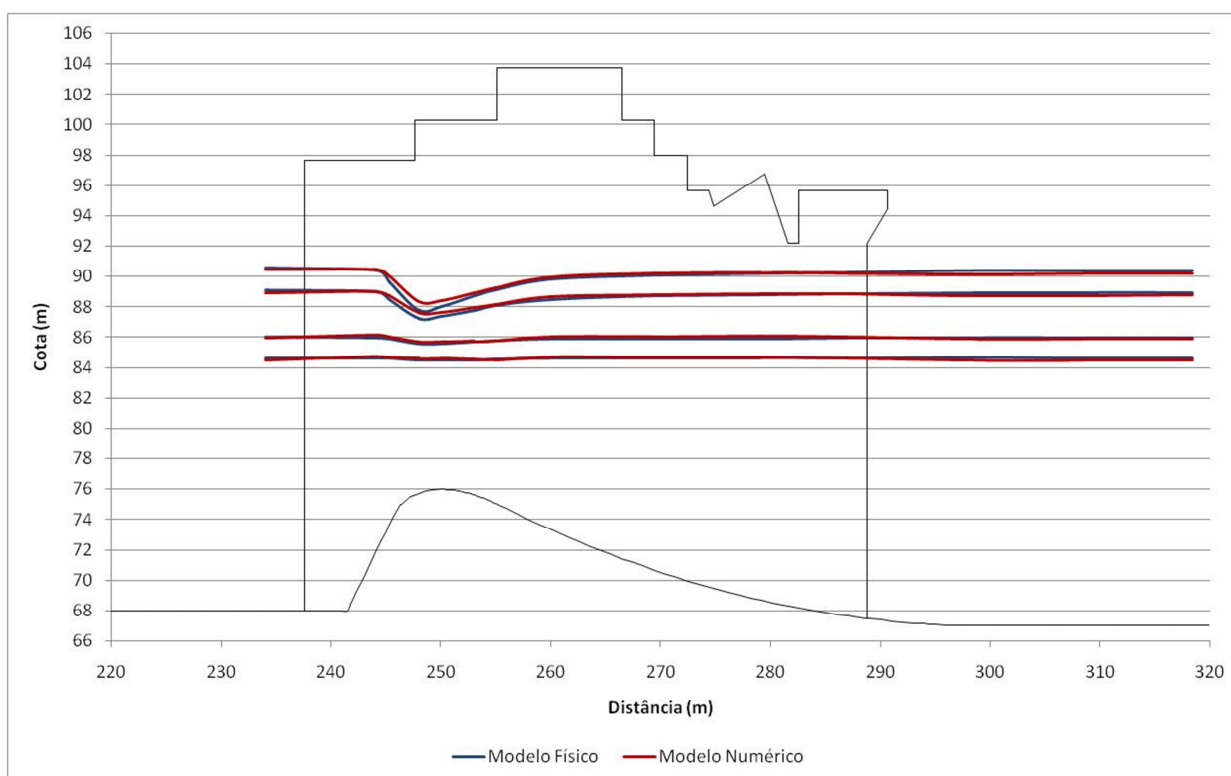


Figura 7.9 - Pressões na crista no centro do vão - Vazões de 5.000 m³/s, 10.000 m³/s, 21.930 m³/s e 29.472 m³/s

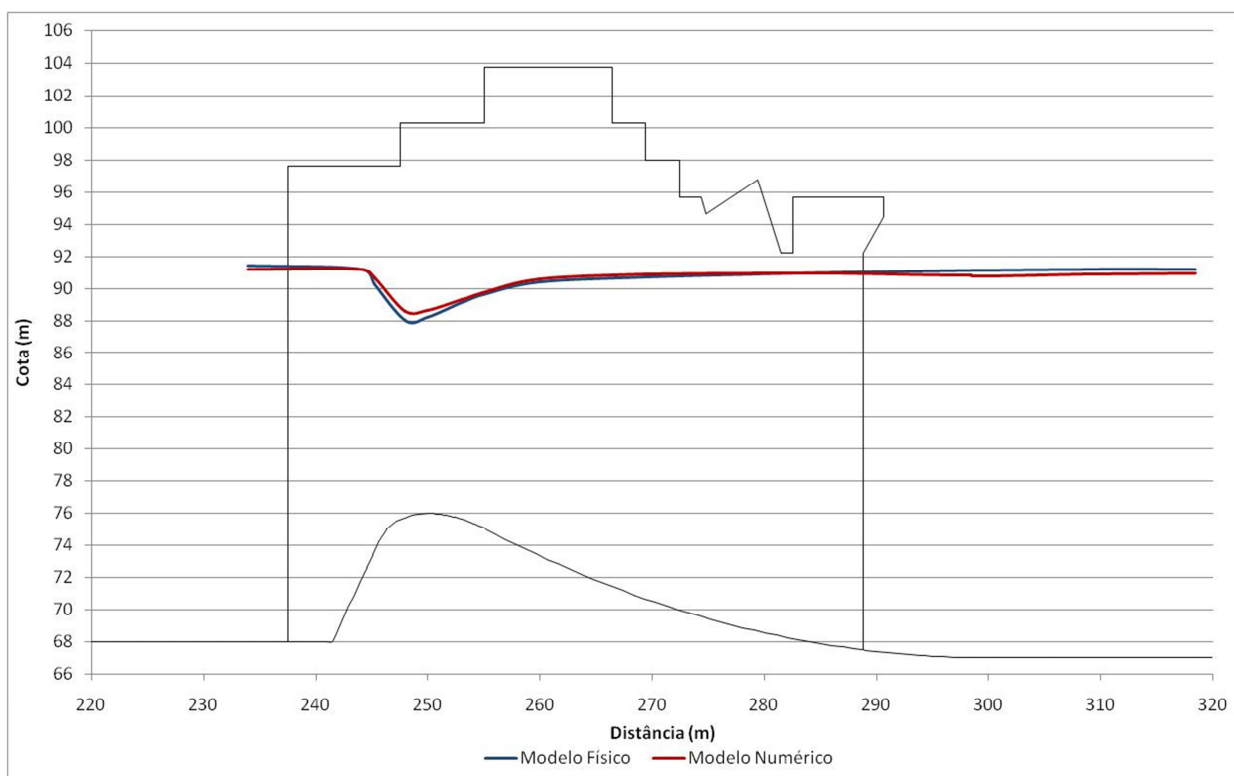


Figura 7.10 - Pressões na crista no centro do vão - Vazão de $33.776 \text{ m}^3/\text{s}$

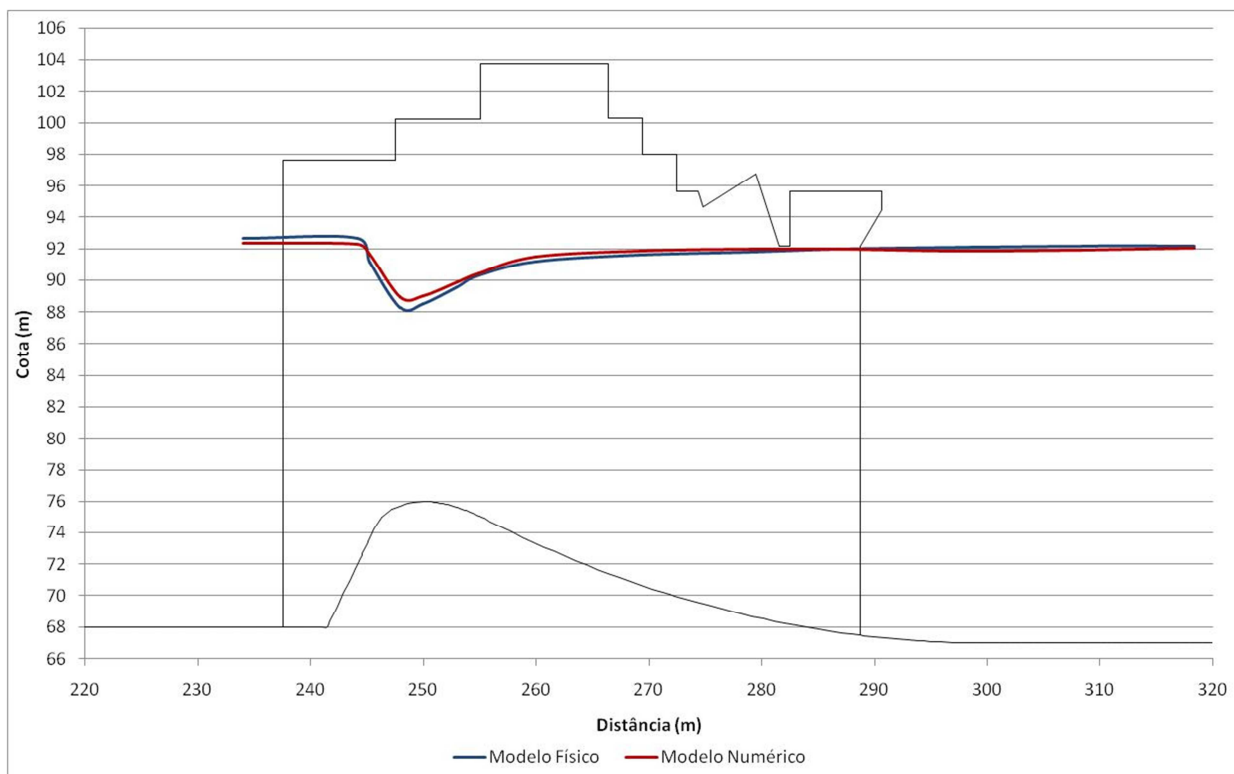


Figura 7.11- Pressões na crista no centro do vão - Vazão de $40.262 \text{ m}^3/\text{s}$

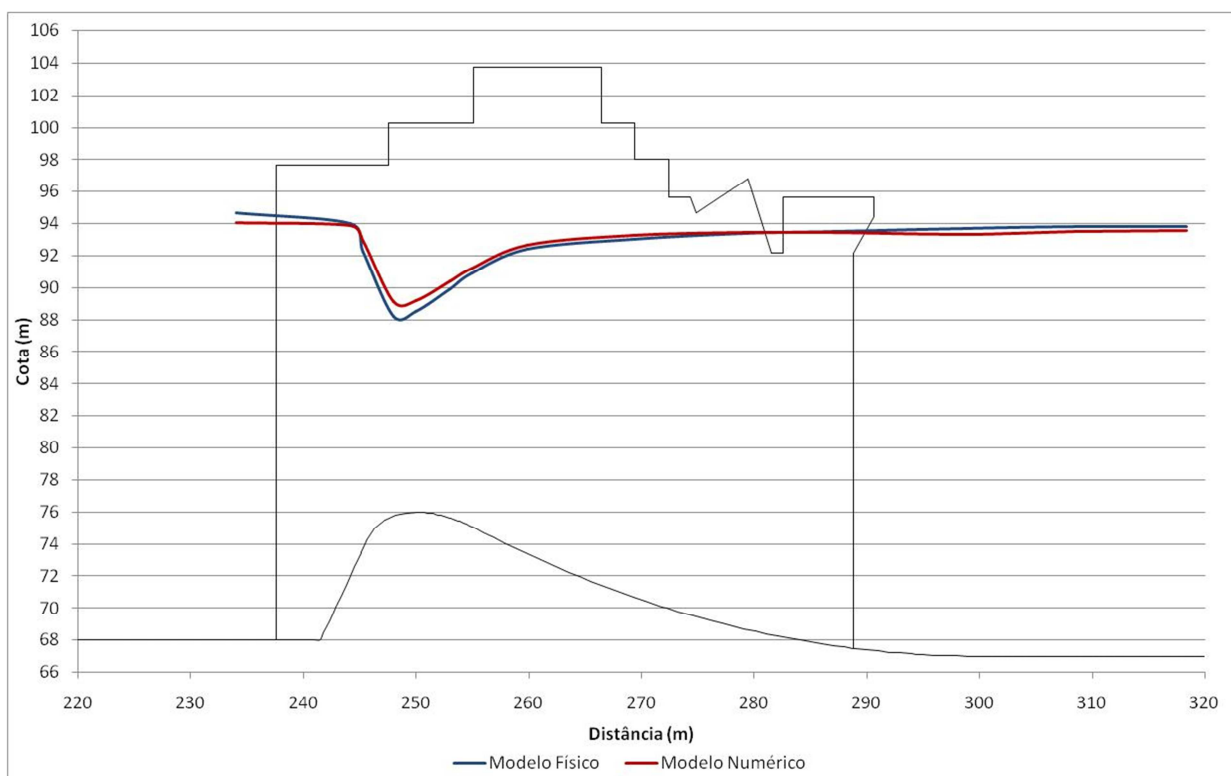


Figura 7.12- Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 51.052 m³/s

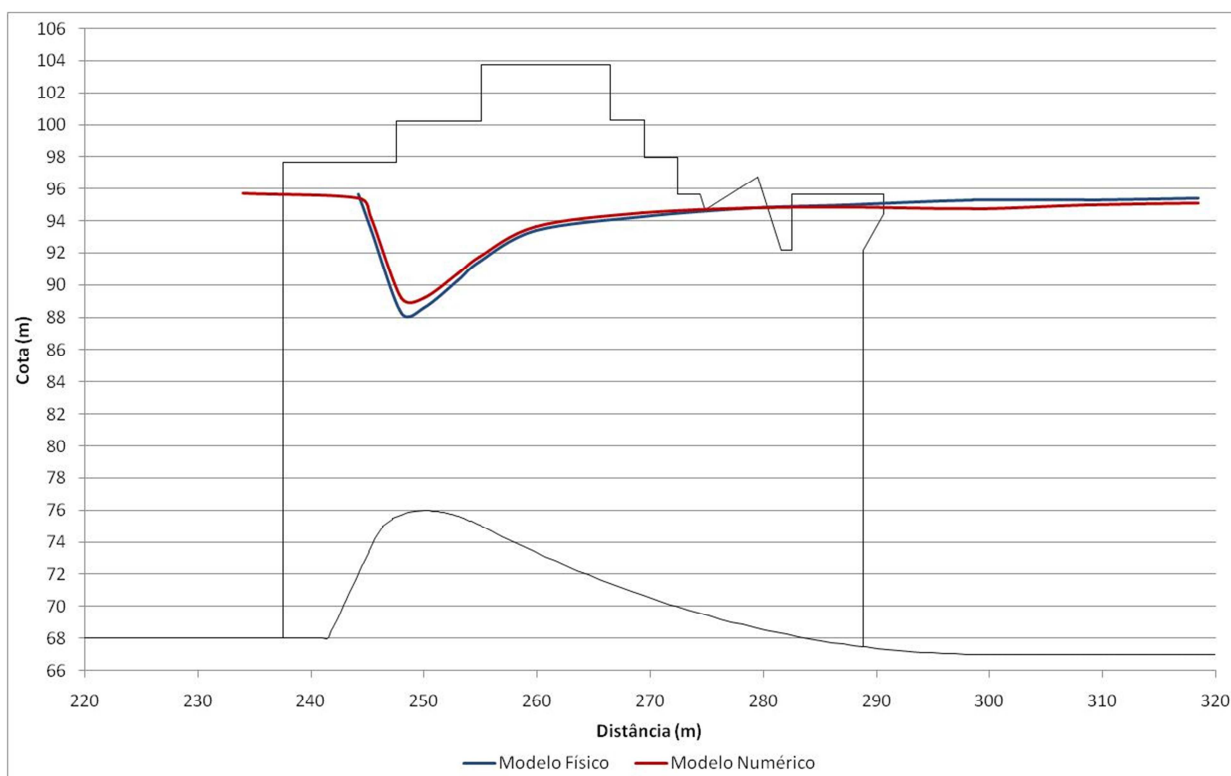


Figura 7.13- Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 61.482 m³/s

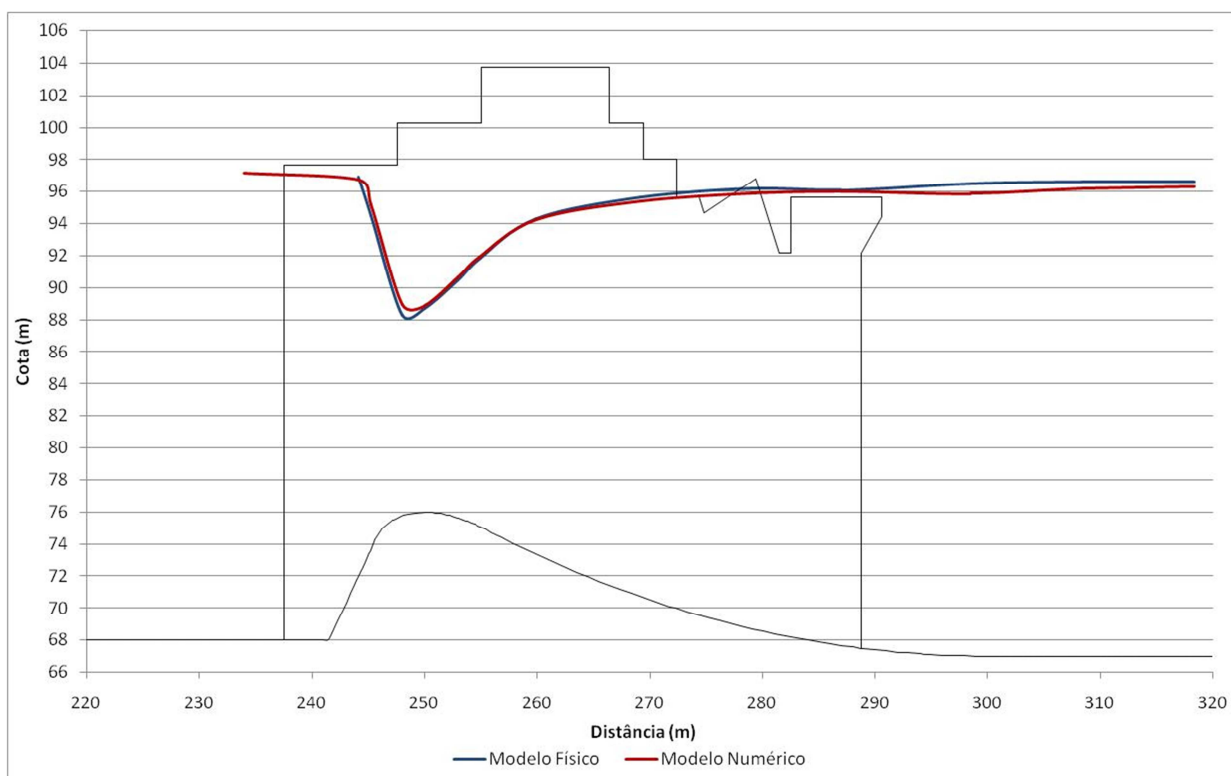


Figura 7.14 - Pressões na crista no centro do vão - Vazão de 72.278 m³/s

7.1.3.2 Pressões ao longo da crista junto ao pilar

Além dos piezômetros localizados ao longo da crista do vertedouro no centro do vão, foram também instalados quatro piezômetros na região da crista junto ao pilar. O arranjo referente aos respectivos piezômetros pode ser visto na Figura 6.2. Os quatro piezômetros foram distribuídos ao longo da região de interface entre o pilar e a crista, porém não avança para a região da bacia de dissipação.

Da Figura 7.16 à Figura 7.20 são apresentadas as comparações das linhas piezométricas, junto ao pilar, dos modelos físico e numérico para as vazões de 5.000 m³/s a 72.278 m³/s. As linhas azuis representam os resultados do modelo físico e as em vermelho do modelo numérico.

Da mesma forma que os piezômetros localizados no centro do vão, é possível observar um rebaixamento da linha piezométrica na região da crista da soleira vertente ocasionada pelo aumento de velocidades nessa região, contudo esse efeito é menos pronunciado que na parte central do vão. Comportamento semelhante à parte central também pode ser observado na região de jusante do vertedouro, onde a linha piezométrica é praticamente constante.

Diferentemente dos resultados para os piezômetros centrais, o modelo numérico apresentou valores de pressão inferiores na região da crista em relação ao

modelo físico. Duas características distintas podem contribuir para explicar essa fato. A primeira é o efeito da rugosidade do pilar, a qual teve que ser estimada uma vez que não foi possível medir fisicamente a rugosidade do modelo físico. A segunda diz respeito ao tratamento da geometria em si pelo método FAVOR. Nas regiões de canto do modelo existe uma pequena suavização de maneira que o canto acaba por ser caracterizado como uma superfície curva. Essas duas características somadas podem interferir na distribuição de velocidades na região próxima ao pilar e fazer com que se tenha uma tendência distinta da região central.

Contudo, mesmo com uma tendência diferente, as diferenças em termos absolutos das pressões entre o modelo físico e o modelo numérico permitem concluir que o modelo numérico foi eficiente em reproduzir os valores e tendências de distribuição de pressão na crista na região próxima ao pilar.

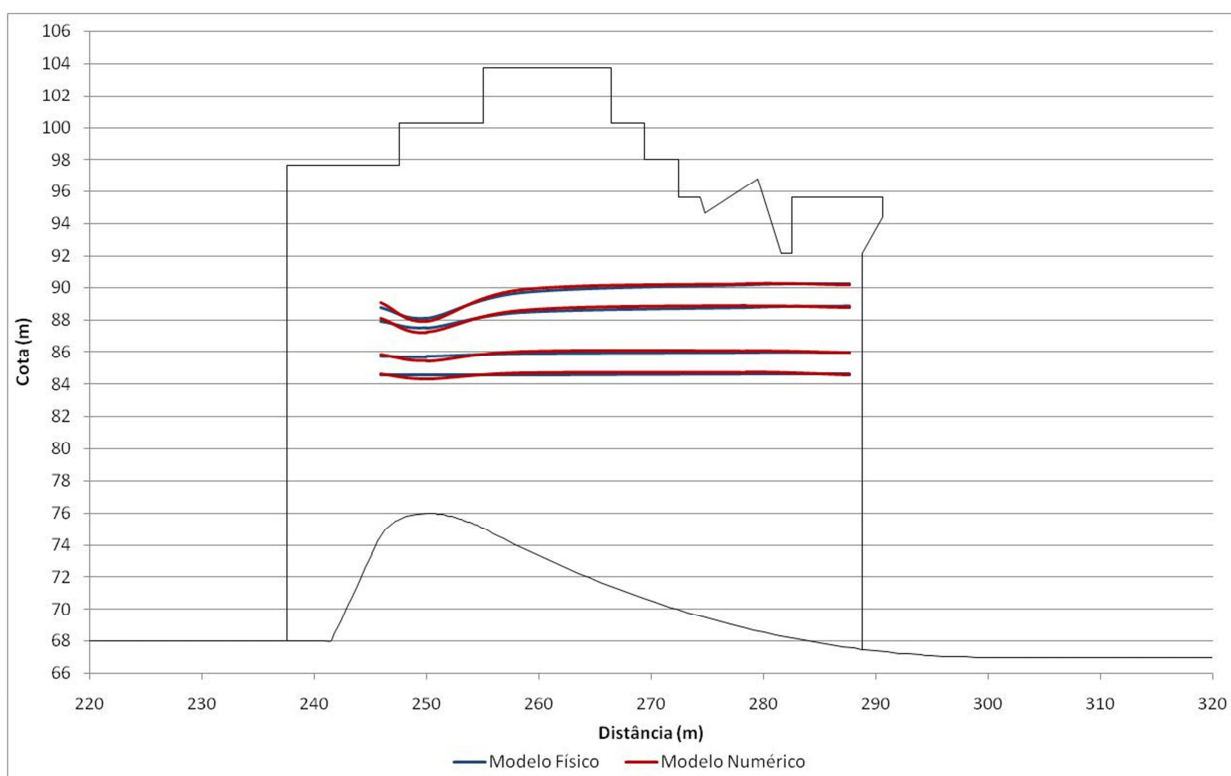


Figura 7.15- Pressões na crista junto ao pilar - Vazões de 5.000 m³/s, 10.000 m³/s, 21.930 m³/s e 29.472 m³/s

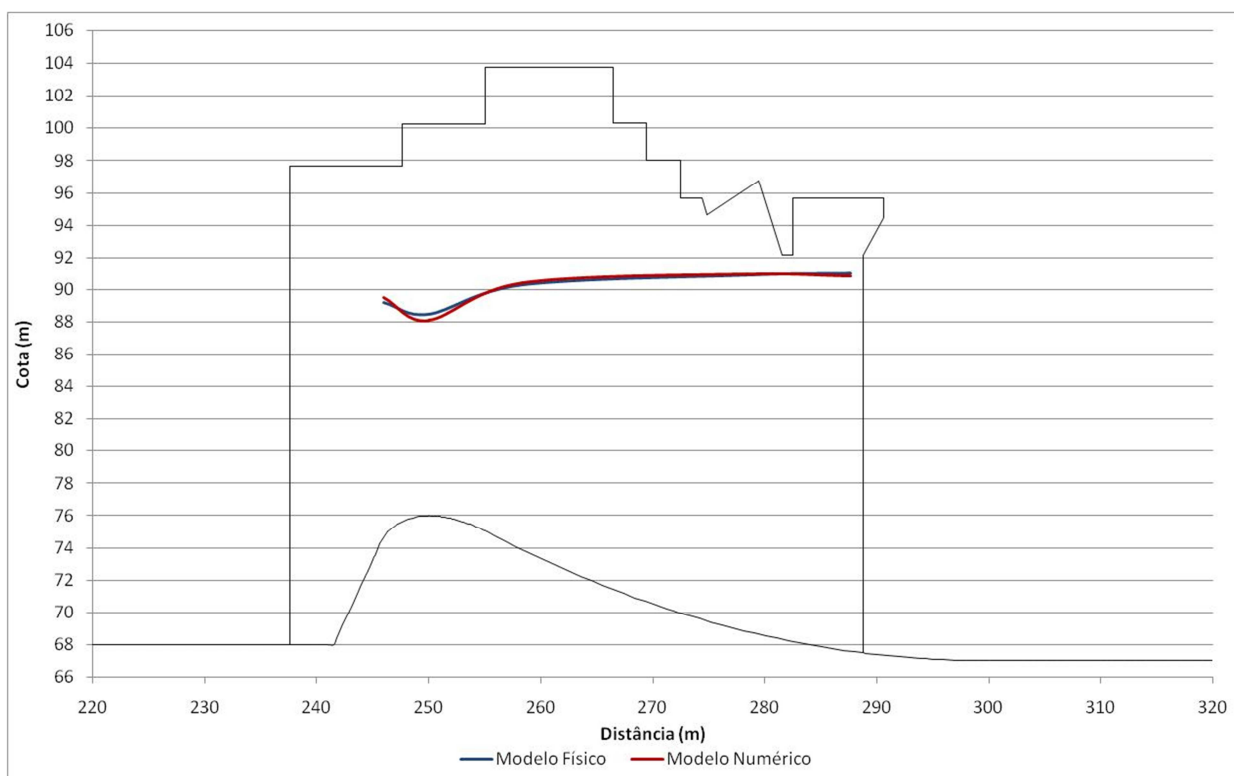


Figura 7.16- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 33.776 m³/s

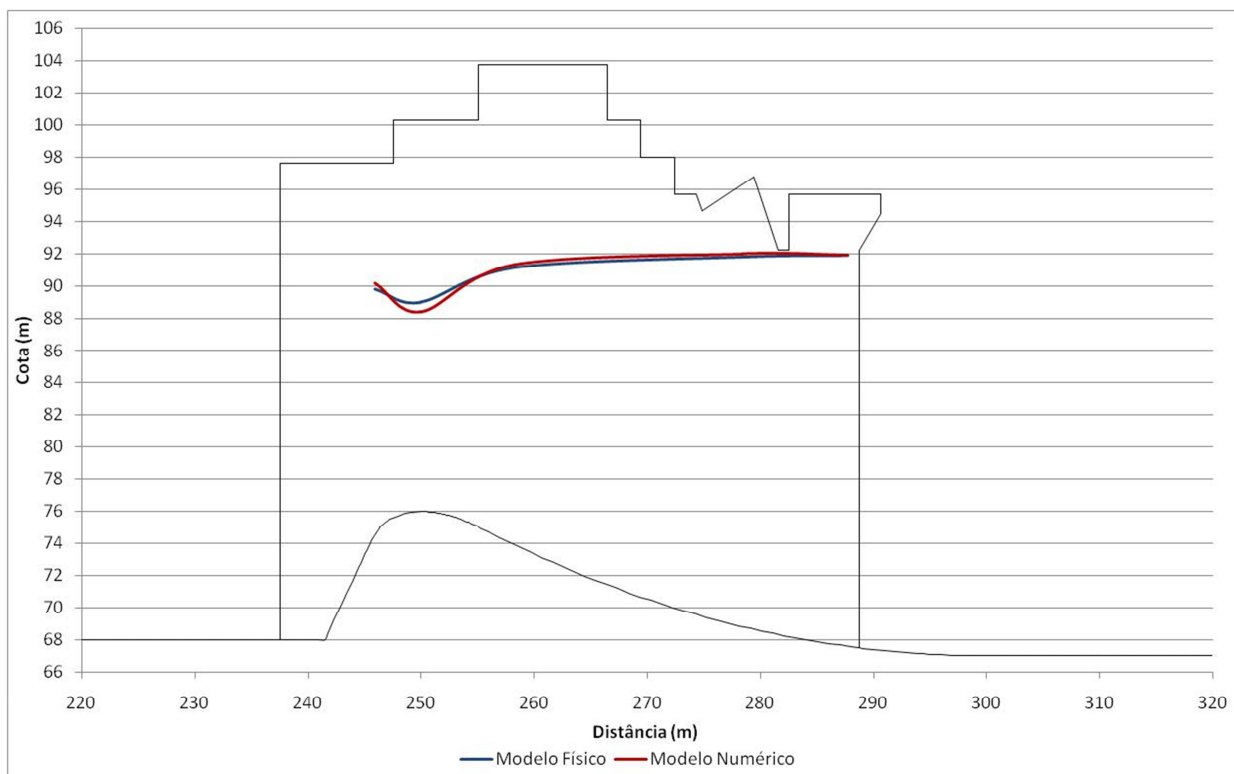


Figura 7.17- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 40.262 m³/s

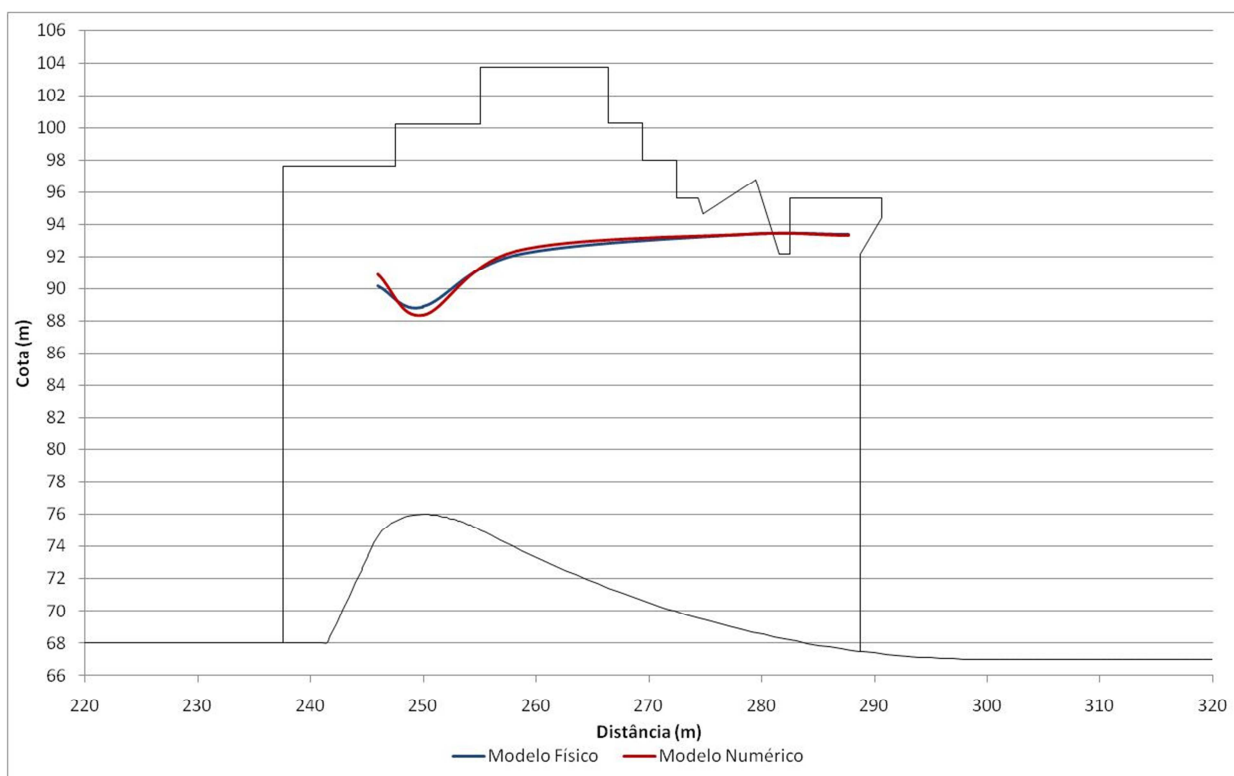


Figura 7.18- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 51.052 m³/s

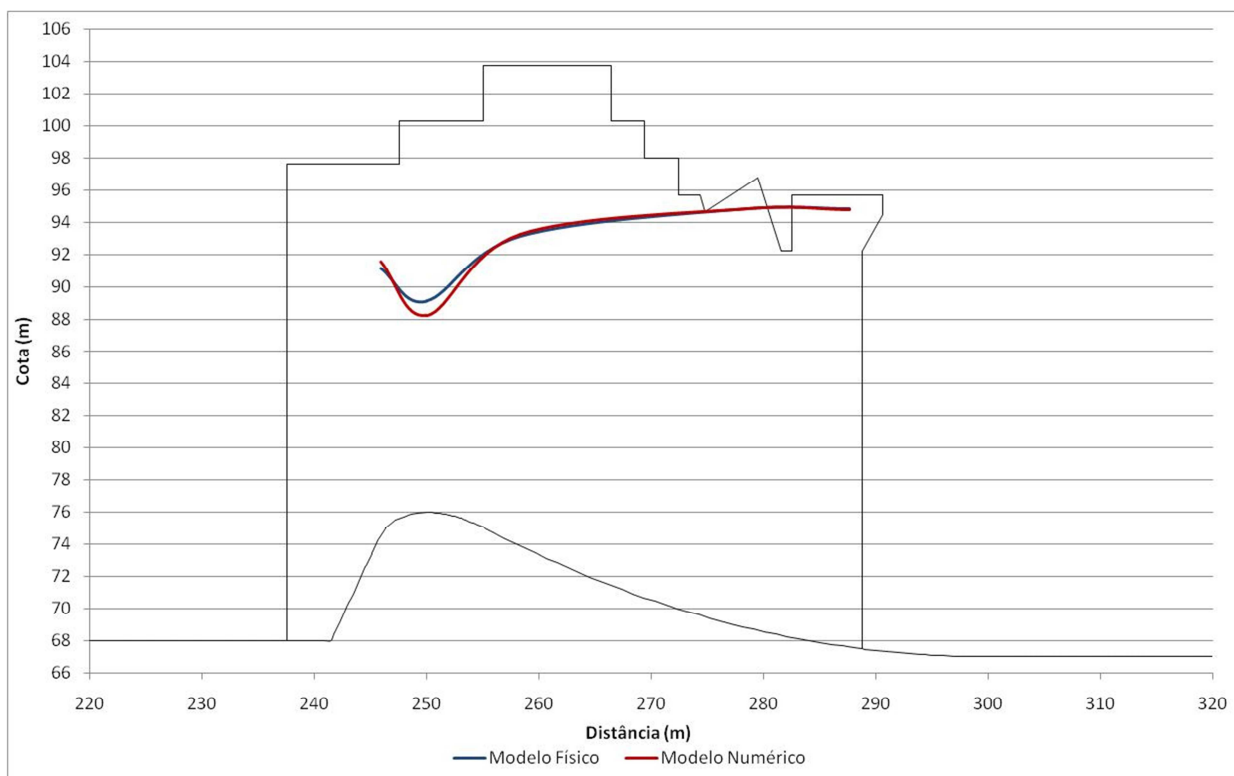


Figura 7.19- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 61.482 m³/s

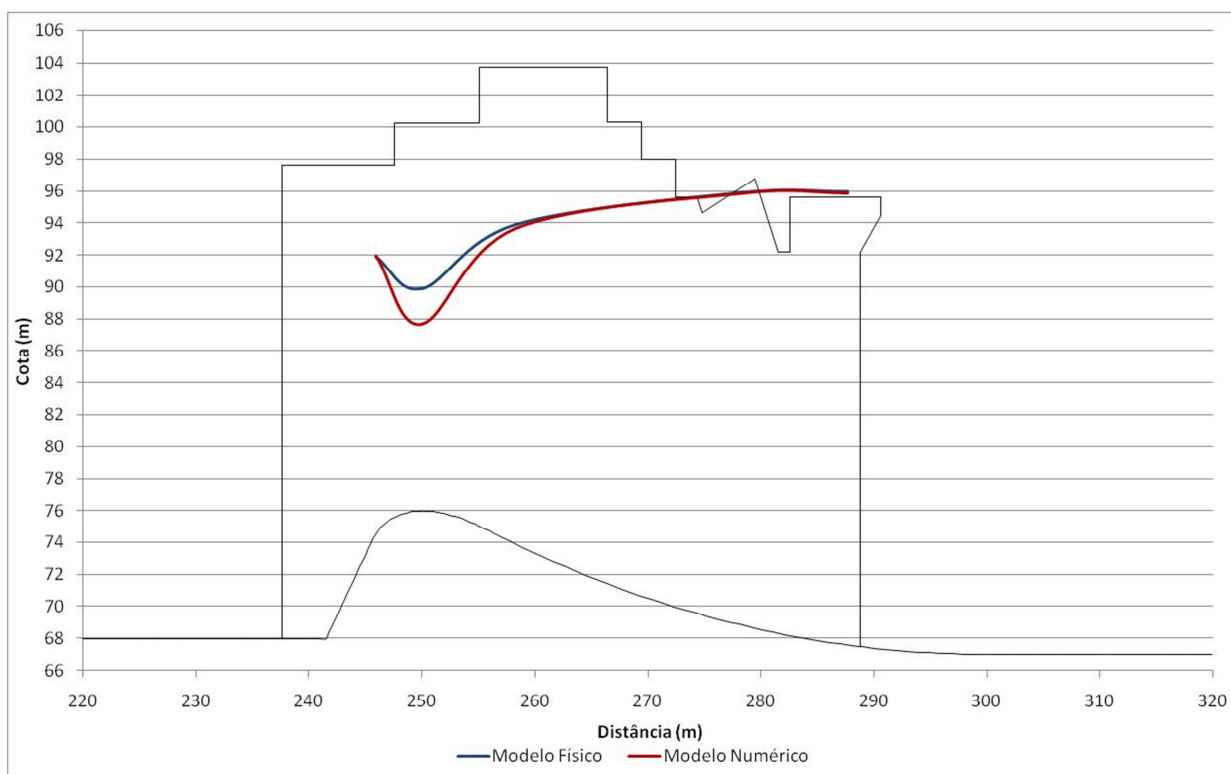


Figura 7.20- Pressões na crista junto ao pilar - Vazão de 72.278 m³/s

7.1.3.3 Face do pilar

Além dos piezômetros localizados ao longo da crista do vertedouro também foram medidas as pressões médias em outros doze piezômetros localizados na face de um dos pilares do vertedouro. Esses piezômetros foram arranjados em três linhas em diferentes elevações. A distribuição dos mesmos pode ser vista na Figura 6.2. A Tabela 7.2, a Tabela 7.3, e a Tabela 7.4 apresentam os valores de pressão média medidos pelos piezômetros do modelo físico e pelos correspondentes *Probes* de medição do modelo numérico. Também é apresentada a diferença entre os valores medidos pelos dois modelos.

Tabela 7.2 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 1, 2 e 3

Piezômetros	Teste 1 - Q = 5.000 m³/s			Teste 2 - Q = 10.000 m³/s			Teste 3 - Q = 21.930 m³/s		
	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)
PP-01	7,60	7,67	0,07	8,90	8,94	0,04	11,40	11,31	-0,09
PP-02	7,60	7,63	0,03	8,70	8,83	0,13	10,75	10,94	0,19
PP-03	7,60	7,64	0,04	8,80	8,87	0,07	10,90	11,08	0,18
PP-04	7,60	7,69	0,09	8,90	9,03	0,13	11,40	11,57	0,17
PP-05	4,10	4,19	0,09	5,40	5,49	0,09	7,80	8,00	0,20
PP-06	4,10	4,17	0,07	5,30	5,45	0,15	7,70	7,88	0,18

Piezômetros	Teste 1 - Q = 5.000 m³/s			Teste 2 - Q = 10.000 m³/s			Teste 3 - Q = 21.930 m³/s		
	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)
PP-07	4,10	4,17	0,07	5,40	5,45	0,05	7,70	7,87	0,17
PP-08	4,10	4,19	0,09	5,40	5,52	0,12	7,90	8,07	0,17
PP-09	0,60	0,69	0,09	1,85	2,01	0,16	4,40	4,57	0,17
PP-10	0,60	0,68	0,08	1,85	1,99	0,14	4,30	4,51	0,21
PP-11	0,60	0,68	0,08	1,85	1,98	0,13	4,30	4,48	0,18
PP-12	0,60	0,69	0,09	1,85	2,02	0,17	4,40	4,58	0,18

Tabela 7.3 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 4, 5 e 6

Piezômetros	Teste 4 - Q = 29.472 m³/s			Teste 5 - Q = 33.376 m³/s			Teste 6 - Q = 40.262 m³/s		
	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)
PP-01	12,10	12,40	0,30	12,60	12,86	0,26	13,20	13,60	0,40
PP-02	11,50	11,85	0,35	11,90	12,19	0,29	12,40	12,73	0,33
PP-03	11,80	12,08	0,28	12,50	12,47	-0,03	13,00	13,08	0,08
PP-04	12,60	12,81	0,21	13,20	13,36	0,16	14,00	14,23	0,23
PP-05	8,90	9,19	0,29	9,40	9,72	0,32	10,20	10,55	0,35
PP-06	8,75	9,02	0,27	9,20	9,50	0,30	10,00	10,26	0,26
PP-07	8,80	9,01	0,21	9,30	9,50	0,20	10,00	10,25	0,25
PP-08	9,10	9,31	0,21	9,70	9,86	0,16	10,50	10,74	0,24
PP-09	5,50	5,79	0,29	6,00	6,32	0,32	6,90	7,19	0,29
PP-10	5,50	5,72	0,22	6,00	6,24	0,24	6,80	7,05	0,25
PP-11	5,50	5,69	0,19	6,00	6,23	0,23	6,70	7,03	0,33
PP-12	5,60	5,82	0,22	6,20	6,39	0,19	7,00	7,30	0,30

Tabela 7.4- Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 7, 8 e 9

Piezômetros	Teste 7 - Q = 51.052 m³/s			Teste 8 - Q = 61.482 m³/s			Teste 9 - Q = 72.278 m³/s		
	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW 3D(m)	Dif. (m)
PP-01	13,95	14,48	0,53	14,90	15,32	0,42	15,30	15,85	0,55
PP-02	12,60	13,20	0,60	13,10	13,60	0,50	13,30	13,65	0,35
PP-03	13,20	13,64	0,44	13,70	14,06	0,36	14,65	14,10	-0,55
PP-04	15,00	15,29	0,29	15,90	16,15	0,25	16,70	16,60	-0,10
PP-05	11,15	11,63	0,48	12,20	12,67	0,47	13,50	13,42	-0,08
PP-06	10,80	11,18	0,38	11,70	12,04	0,34	12,25	12,61	0,36
PP-07	10,80	11,10	0,30	11,70	11,86	0,16	12,35	12,29	-0,06
PP-08	11,50	11,80	0,30	12,40	12,65	0,25	13,50	13,08	-0,42
PP-09	8,00	8,35	0,35	9,10	9,50	0,40	10,00	10,39	0,39
PP-10	7,85	8,09	0,24	9,00	9,13	0,13	9,80	9,91	0,11
PP-11	7,70	7,98	0,28	8,70	8,88	0,18	9,50	9,51	0,01
PP-12	8,00	8,34	0,34	9,00	9,18	0,18	9,60	9,60	0,00

Analisando as tabelas apresentadas é possível verificar alguns aspectos interessantes. O modelo numérico apresentou valores de pressão superiores aos medidos pelo modelo físico, no qual a diferença chegou a um pico de cerca de 0,55 m. Esse mesmo comportamento foi observado nas comparações dos piezômetros localizados na crista do vertedouro, tanto no centro do vão quanto na região junto ao pilar. Porém, não é possível definir uma tendência de crescimento das diferenças com o acréscimo de vazão, no caso dos piezômetros dos pilares a diferença de valores acaba tendo um caráter mais randômico quando em comparação com os piezômetros da crista. Essas características podem ser mais bem visualizadas na Figura 7.21.

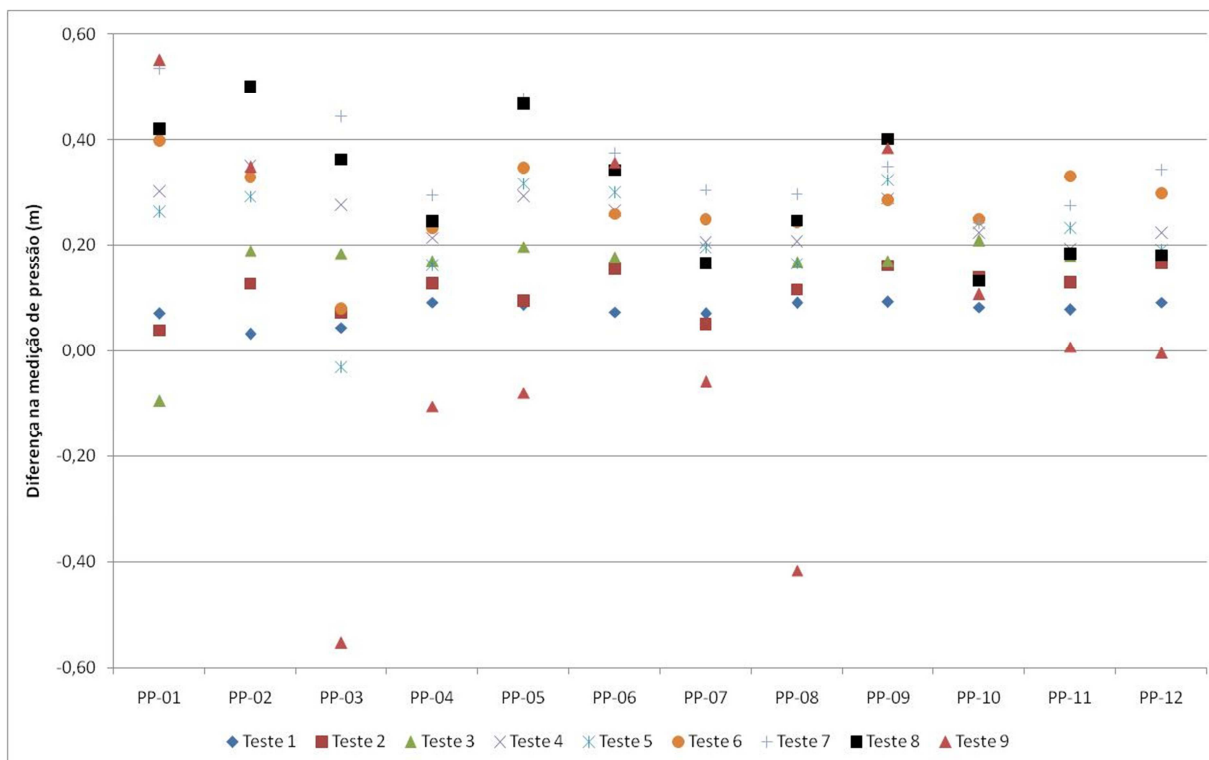


Figura 7.21 - Diferença nas medições de pressões dos piezômetros localizados no pilar

Pela Figura 7.21 é possível também observar que o teste nove, correspondente à vazão de 72.278 m³/s (VMP), foge da tendência geral dos demais testes realizados. Ao invés de apresentar uma constância de valores de pressão superiores ao modelo físico existe uma variação entre valores positivos e negativos ponto a ponto. Essa característica pode ser explicada pelo fato de que a simulação com a vazão de 72.278 m³/s apresenta um ressalto hidráulico bem desenvolvido.

Sendo assim, é uma área de turbulência muito grande e por essa razão uma maior variabilidade nos valores de pressão é normal e esperada.

Apesar das ressalvas em relação às diferenças apresentadas é possível afirmar que o modelo numérico foi capaz de reproduzir, com uma ordem de precisão adequada, os valores de pressão encontrados pelo modelo físico na face do pilar do vertedouro em questão.

7.2 Simulações dos cenários com controle de comporta

Na sequência são apresentados os resultados das simulações realizadas com a geometria considerando o controle de comportas. Os respectivos resultados foram comparados com os dados existentes dos testes em modelo físico.

Ao contrário da abordagem comparativa dos ensaios com escoamento livre foram apenas utilizados os resultados de capacidade de descarga e distribuição de pressão uma vez que não foram levantados os perfis de linha da água no modelo físico para os ensaios com aberturas parciais.

7.2.1 Capacidade de descarga

A capacidade de descarga de escoamentos controlados por comporta difere consideravelmente da dos escoamentos livres uma vez que estes são definidos pela forma da ogiva do vertedouro, a qual define a distribuição de pressões na estrutura e por consequência sua capacidade de descarga, enquanto aqueles dependem principalmente da abertura da comporta, a qual define a abertura disponível para o escoamento.

Assim, a necessidade de discretização desse orifício acaba por inserir uma variável adicional ao modelo numérico fazendo com que a abordagem de simulação e posterior comparação de resultados tenha que ser diferente. Assim, enquanto nas simulações de escoamento livre foram impostas as vazões afluentes e comparados como resultado, o nível de energia a montante do vertedouro, nas simulações com comportas se optou por impor os níveis a montante e jusante, definida a carga hidráulica sobre a estrutura, e então obter como resultado a vazão do escoamento. Foram utilizadas duas malhas de elementos para as simulações dos escoamentos através de comporta. A Simulação 1 apresentou uma discretização na região da comporta de elementos cúbicos com 1,0 m de aresta, enquanto que na Simulação 2 a malha foi definida com elementos com a metade dessa dimensão.

A Tabela 7.5 apresenta os resultados para os quinze testes reproduzidos em modelo numérico. A segunda coluna indica qual a abertura G_0 do respectivo teste e as colunas três, quatro e cinco os resultados provenientes do modelo físico. Vale ressaltar que as colunas três e quatro foram utilizadas como condições de contorno para a modelagem numérica. As colunas de sete a nove trazem os resultados, em termos de vazão, do modelo numérico bem como os respectivos erros em comparação com o modelo físico.

Tabela 7.5 - Resultados de capacidade de descarga para diversas aberturas de comporta

Teste	Abertura G_0 (m)	NEm (m)	NAj (m)	Vazão Modelo Físico (m^3/s)	Simulação 1 - Malha 1,0m		Simulação 2 - Malha 0,5m	
					Vazão F3D (m^3/s)	Erro	Vazão F3D (m^3/s)	Erro
1	0,5	97,03	82,00	257,2	652,0	153,5%	474,3	84,4%
2	0,5	96,99	84,02	236,8	589,0	148,7%	437,5	84,8%
3	1,0	97,11	82,05	529,6	1.295,7	144,6%	743,8	40,4%
4	1,0	96,99	84,53	468,0	1.158,7	147,6%	662,2	41,5%
5	3,0	96,97	82,65	1.694,0	2.297,8	35,6%	1.890,7	11,6%
6	3,0	96,90	87,01	1.348,4	1.978,1	46,7%	1.444,0	7,1%
7	6,0	96,83	82,94	3.195,6	3.543,6	10,9%	3.379,5	5,8%
8	6,0	97,03	88,98	2.606,4	3.018,9	15,8%	2.832,2	8,7%
9	9,0	97,01	84,00	4.466,0	4.804,7	7,6%	4.669,6	4,6%
10	9,0	97,01	90,50	3.988,8	4.089,4	2,5%	4.018,4	0,7%
11	12,0	97,04	83,99	5.598,8	6.093,2	8,8%	5.761,9	2,9%
12	12,0	97,08	94,00	3.837,2	4.388,8	14,4%	4.127,9	7,6%
13	15,0	97,19	82,45	6.592,0	6.938,1	5,3%	6.802,6	3,2%
14	15,0	97,03	92,00	6.353,6	6.717,0	5,7%	6.545,0	3,0%
15	15,0	96,94	95,52	3.445,6	3.597,7	4,4%	3.529,9	2,4%

Os testes percorreram uma gama de abertura de comportas que variam desde 0,5 m de abertura até 15,0 m. Com isso foi possível simular vazões de cerca de 240 m^3/s até vazões da ordem de 6.600 m^3/s .

Ao se analisar as colunas de seis a nove da Tabela 7.5 é possível tirar algumas conclusões quanto às simulações. A primeira delas é que o erro relativo entre a vazão esperada (modelo físico) e a vazão resultante do modelo numérico aumenta quanto menor for a abertura da comporta, tanto para a Simulação 1 quanto para a Simulação 2. Esse resultado já era esperado e as simulações ratificaram essas expectativas. Para a Simulação 1 as diferenças em termos de capacidade de descarga variaram de 2,5% para aberturas maiores e chegaram até 153,5% para as aberturas menores. Já os erros da Simulação 2 variaram entre 0,7% até 85%.

A tendência de crescimento do erro relativo ocorre, pois, à medida que a abertura da comporta diminui, existem cada vez menos células discretizando a abertura, fazendo com que a qualidade da representação geométrica da mesma se deteriore. Uma vez que a capacidade de descarga é função da abertura, quanto menor for a qualidade de sua representação, maiores serão os erros em termos de vazão.

Aliado ao fato da representação geométrica, outro fator importante é a discretização do jato de escoamento em si. Quanto menor a abertura menor a quantidade de elementos discretizando o escoamento, o que acarreta uma representação não adequada da física do escoamento. Sendo assim, a soma desses dois fatores é a responsável pelos erros de capacidade de descarga.

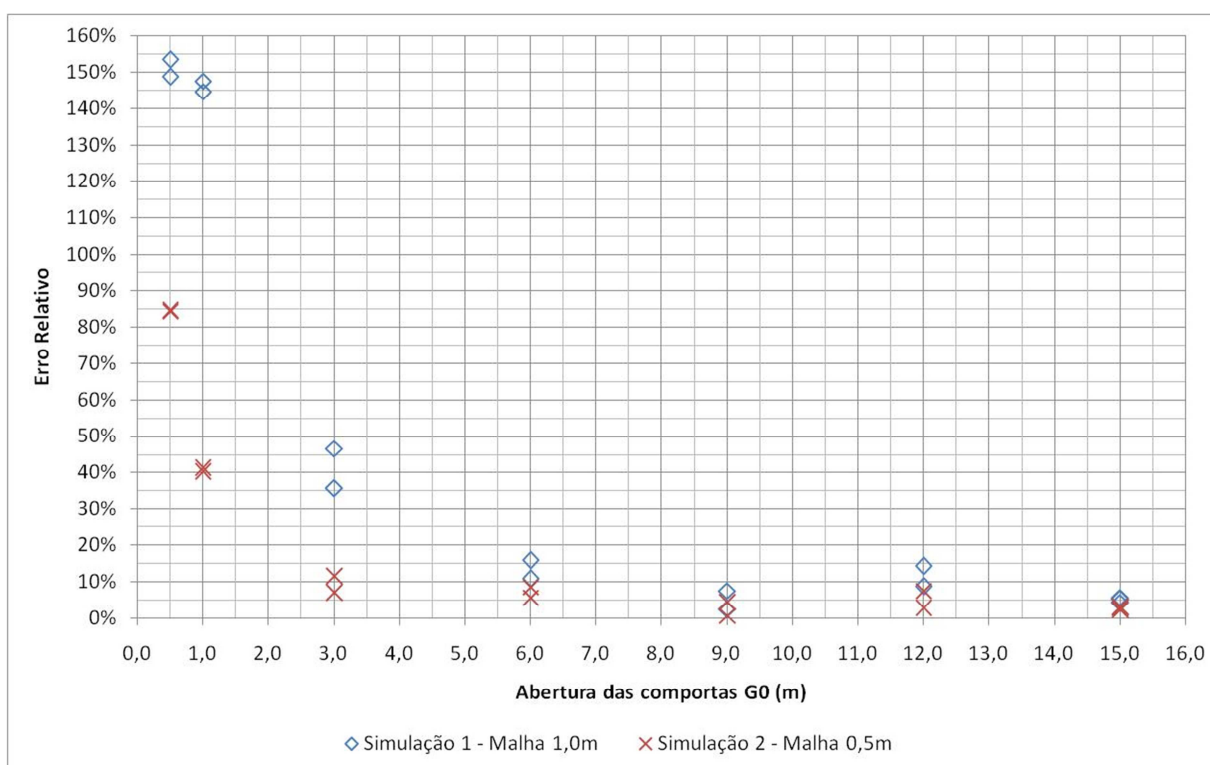


Figura 7.22 - Erro nas vazões simuladas para as duas malhas e diversas aberturas de comporta

A segunda conclusão refere-se ao ganho de precisão nas simulações quando do aumento da discretização da malha. Esse efeito pode ser observado ao se comparar as colunas sete e nove da Tabela 7.5. O ganho de precisão é mais claro e significativo quanto menor for a abertura da comporta. Isso é perceptível ao se comparar o teste 1 com o teste 15. O teste 1 (abertura de comporta de 0,5 m) passou de um erro na capacidade de descarga de 153,5% para a simulação 1 para

84,4% na simulação 2, ou seja, um ganho de precisão de 180%. Já o teste 15 passou de um erro de 4,4% para 2,4%.

Essas duas conclusões podem ser também observadas através do gráfico da Figura 7.22. Ele demonstra uma tendência, em ambas as simulações, da diminuição do erro com o aumento da abertura da comporta e também a diminuição dos erros relativos quando aumentada a discretização da malha de elementos.

7.2.2 Pressões

A seguir são apresentados os resultados comparativos dos piezômetros localizados na crista do vertedouro, em uma linha central e outra próximo aos pilares, e também os resultados das pressões obtidas nas faces do pilar.

7.2.2.1 Pressões ao longo da crista no centro do vão

Para analisar a qualidade dos resultados do modelo numérico em termos de pressões médias ao longo da estrutura foram utilizados os resultados de quatorze piezômetros instalados ao longo da estrutura. O arranjo desses medidores pode ser visto na Figura 6.1. Os resultados aqui apresentados foram retirados das simulações com a malha de elementos número dois, uma vez que a mesma apresenta resultados de capacidade de descarga mais semelhantes aos encontrados no modelo físico. Da Figura 7.23 à Figura 7.29 são apresentados os comparativos entre as linhas piezométricas resultantes do modelo numérico e o modelo físico para cada uma das aberturas de comportas testadas.

Como já demonstrado no item 7.2.1 (capacidade de descarga) o erro na capacidade de descarga para as aberturas de 0,5 m a 3,0 m pode chegar a mais de 80% sendo assim não é possível realizar uma comparação direta entre os resultados do modelo físico e numérico, entretanto uma análise qualitativa pode ser realizada no âmbito de melhor entender o comportamento da ferramenta. Assim, a partir das linhas piezométricas apresentadas na Figura 7.23, na Figura 7.24 e a Figura 7.25 é possível perceber que, mesmo com os altos erros de capacidade de descarga, o comportamento global da distribuição de pressão ao longo da crista do vertedouro é reproduzido pelo modelo numérico. Nas três figuras mencionadas a linha piezométrica do modelo numérico está abaixo da linha do modelo físico, essa característica ocorre principalmente devido ao fato de que as vazões, e

consequentemente as velocidades, resultantes do modelo numérico são sempre maiores que o resultado obtido do modelo físico.

Já para os testes realizados com aberturas de 6,0 m a 15,0 m (Figura 7.26 à Figura 7.29) as vazões resultantes do modelo numérico são mais semelhantes aos resultados do modelo físico, sendo assim possível comparar de maneira mais adequada as distribuições de pressões.

Para as aberturas maiores o modelo numérico consegue reproduzir o comportamento da linha piezométrica, de maneira mais eficaz, tanto para simulações com níveis de água de jusante mais elevados, nas quais existe a ocorrência de ressaltos hidráulicos logo a jusante da comporta, quanto para simulações com nível de água de jusante baixo o suficiente para que o escoamento do vertedouro expulse o ressalto hidráulico para fora da bacia de dissipação.

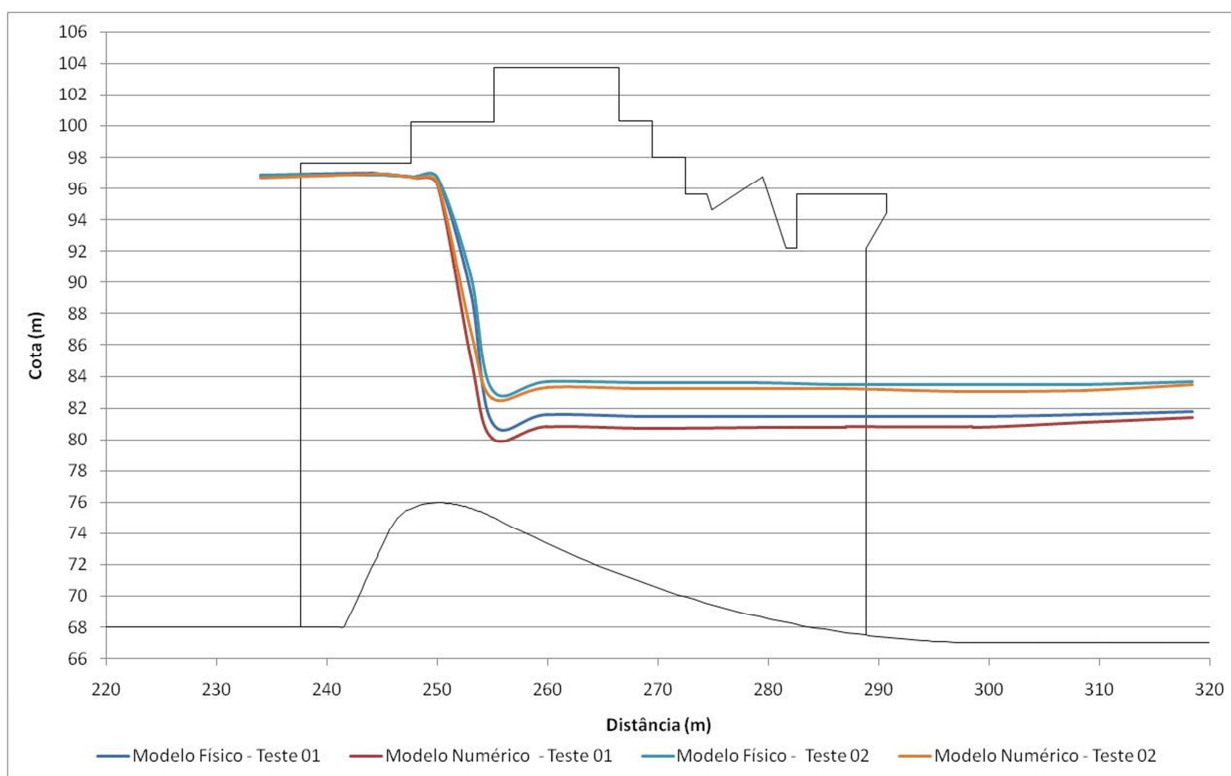


Figura 7.23 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 0,5 m

A montante da crista os piezômetros caracterizam o comportamento de reservatório, com os valores de pressão praticamente igualando o nível de energia a montante da comporta devido às baixas velocidades do escoamento nessa região. Logo em seguida a linha piezométrica desce acentuadamente devido à aceleração do escoamento ao passar pelo orifício da comporta, atingindo então seu valor mínimo.

Em seguida dois comportamentos são observados, os quais são dependentes do nível de jusante da simulação. Caso o nível de jusante da simulação seja alto o suficiente para a formação de um ressalto hidráulico a linha piezométrica tem uma tendência de subida e em seguida segue um caminho quase que horizontal devido a característica de escoamento em canal que se desenvolve a jusante do vertedouro. Caso contrário, a linha piezométrica tende a continuar descendente, ou seja, o escoamento ainda se encontra em aceleração por uma extensão maior além da estrutura. Ao contrário das análises de escoamento livre foi observada uma leve tendência de subestimativa das pressões, principalmente na região da crista do vertedouro.

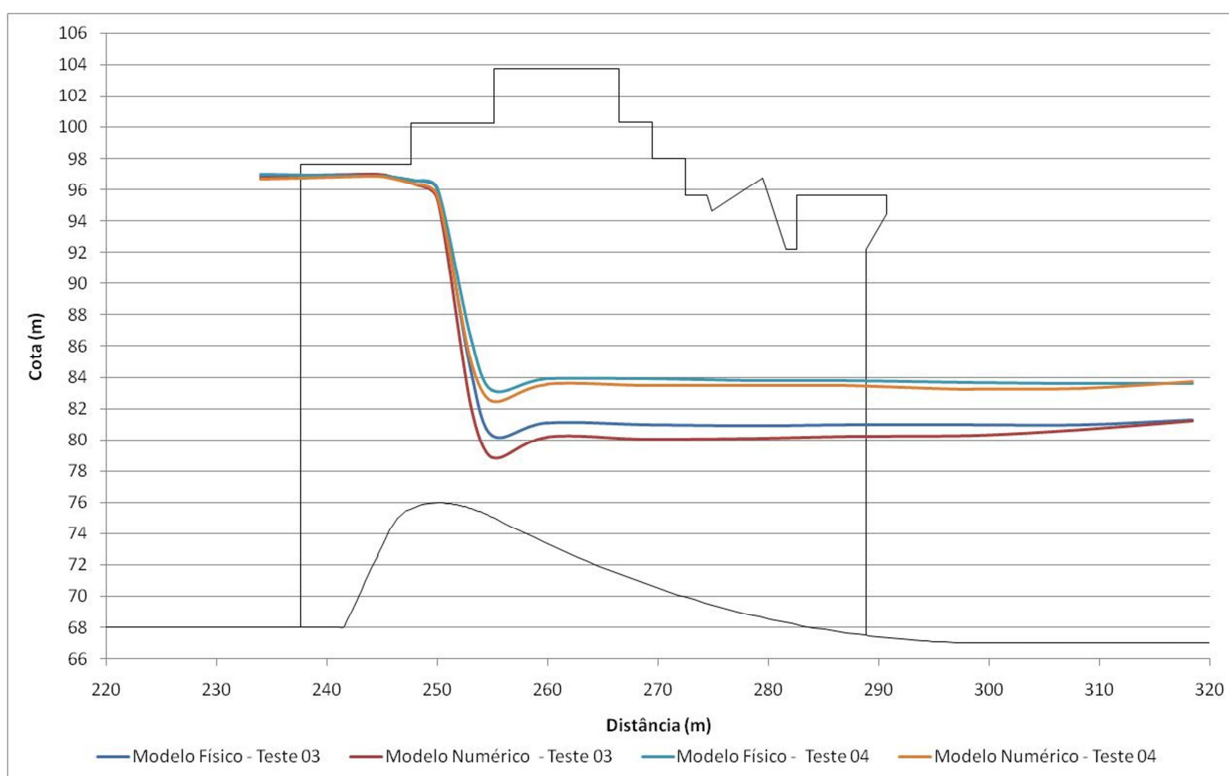


Figura 7.24 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 1,0 m

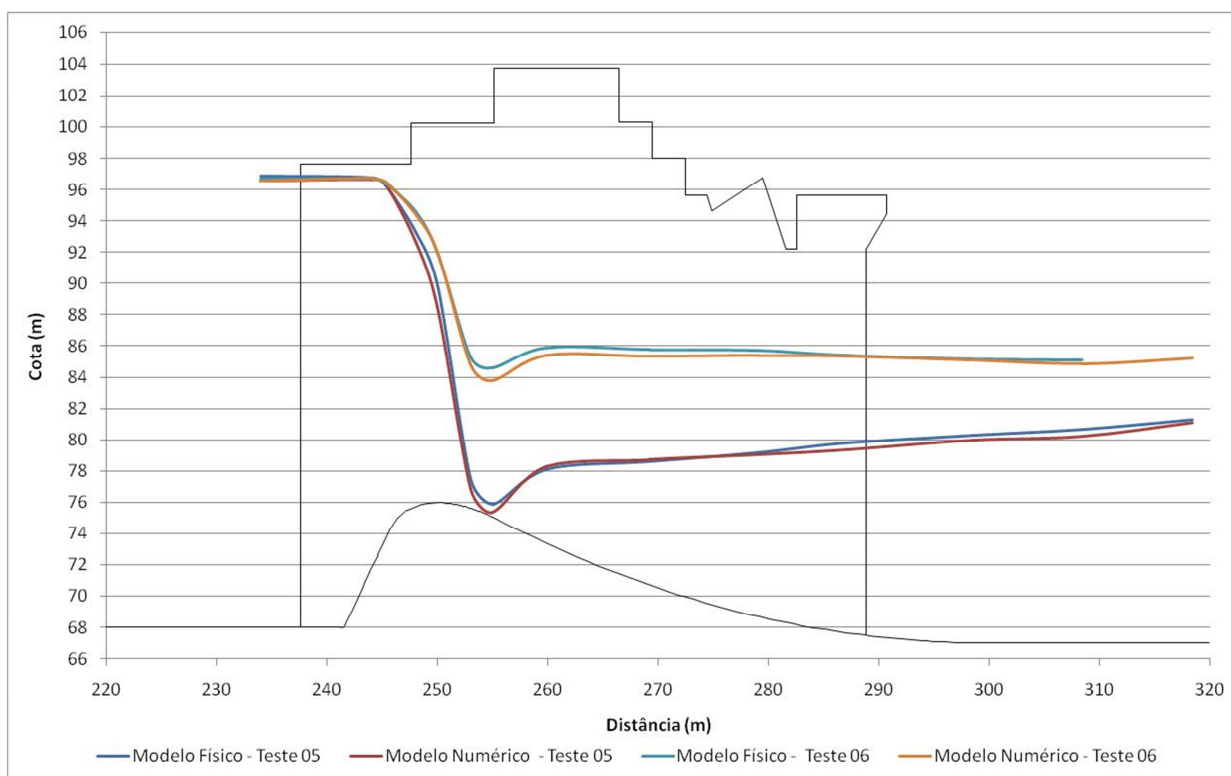


Figura 7.25 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 3,0 m

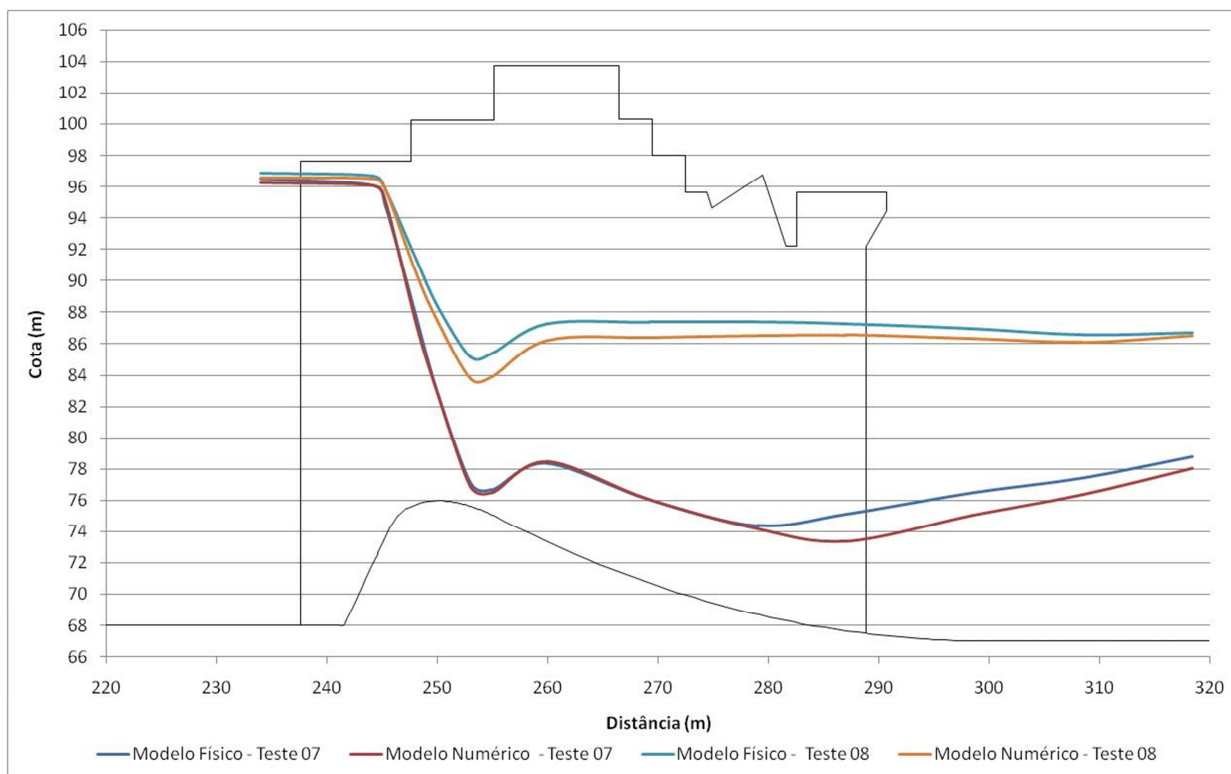


Figura 7.26 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 6,0 m

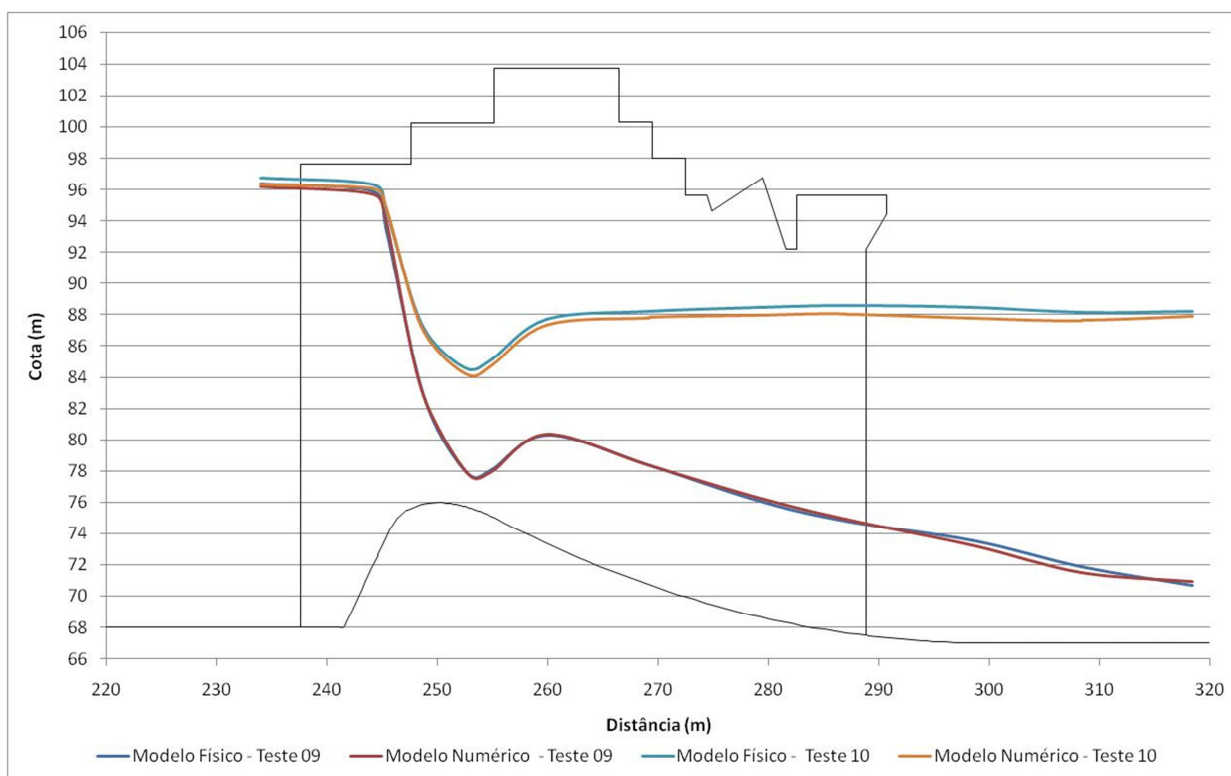


Figura 7.27 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 9,0 m

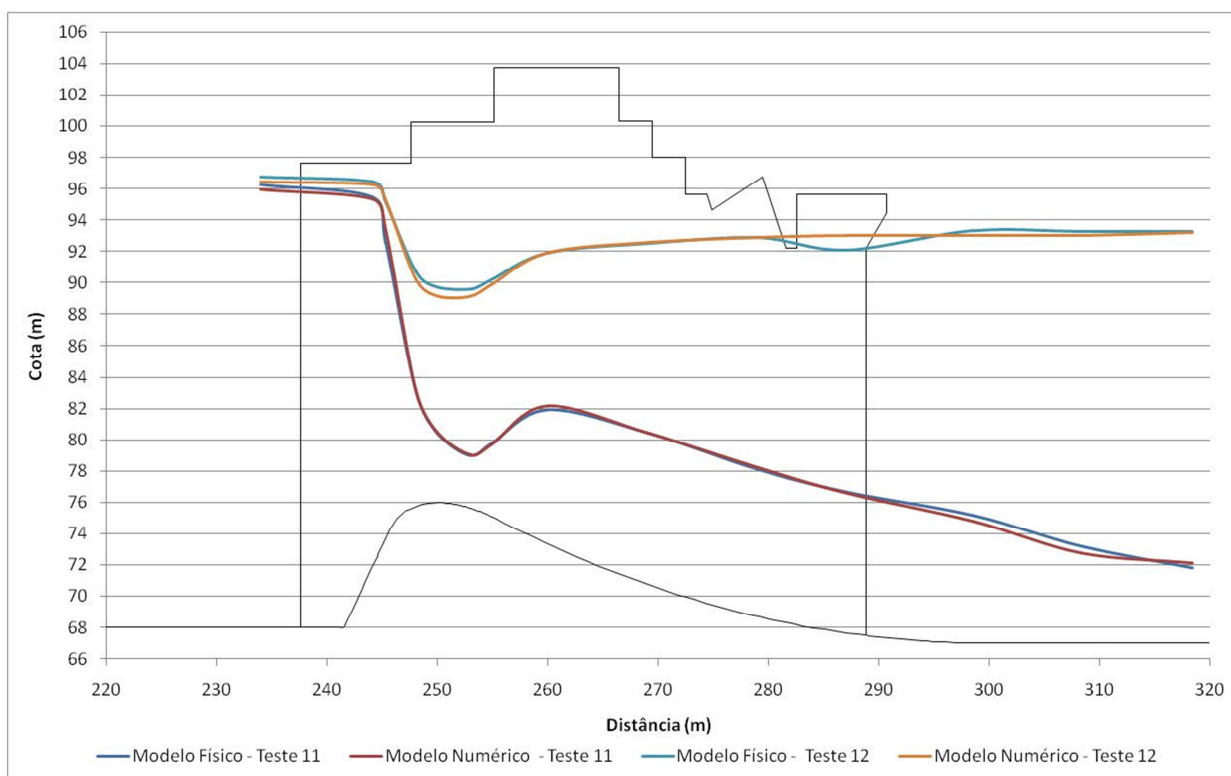


Figura 7.28 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 12,0 m

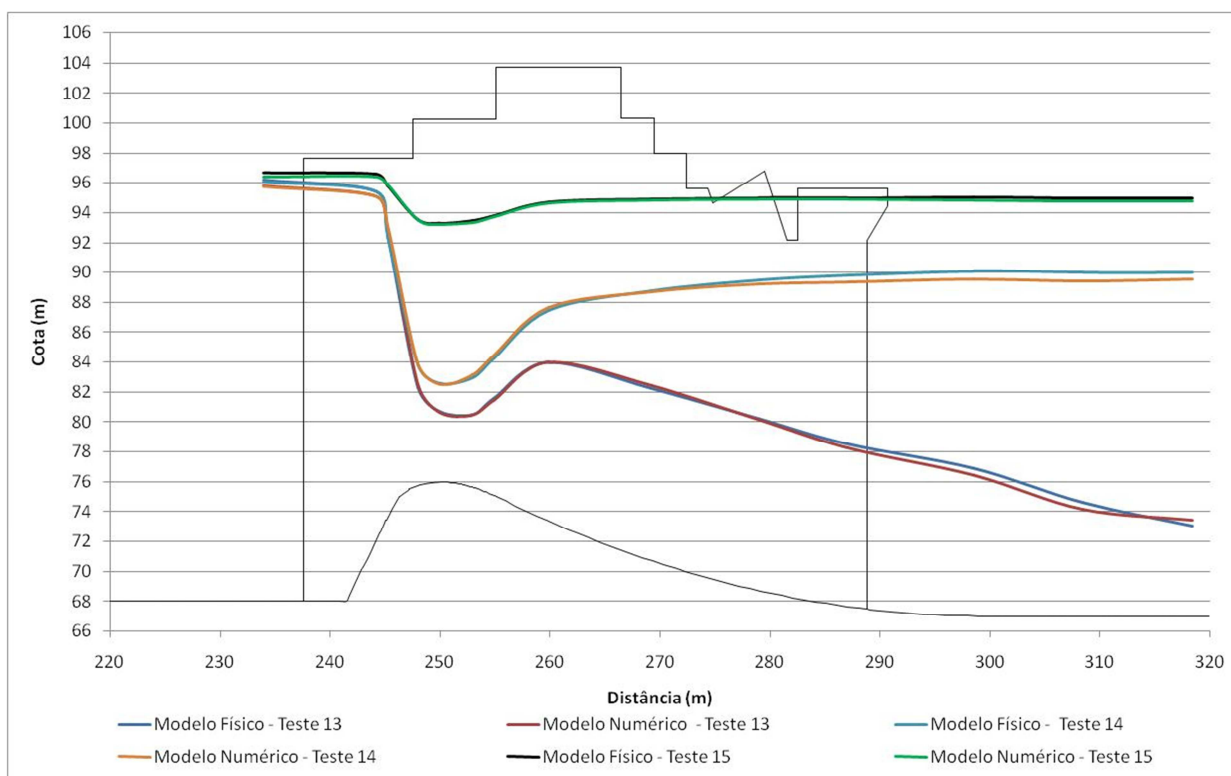


Figura 7.29 - Pressões na crista no centro do vão - Abertura 15,0 m

7.2.2.2 Pressões ao longo da crista junto ao pilar

Para a análise comparativa dos resultados ao pé do pilar utilizou-se um conjunto de quatro piezômetros, dispostos segundo o arranjo da Figura 6.2. Os quatro piezômetros foram distribuídos ao longo de toda a região de interface entre o pilar e a crista, porém não avançam para a região da bacia de dissipação. Vale ressaltar que para as presentes análises, também é válida a observação sobre a magnitude dos erros em termos de capacidade de descarga para os testes com aberturas de comportas pequenas.

Da mesma forma que os piezômetros localizados no centro do vão, é possível observar um rebaixamento da linha piezométrica na região da crista da soleira ocasionada pelo aumento de velocidades nessa região e a tendência a jusante em se seguir dois caminhos distintos devido à presença, ou não, de um ressalto hidráulico a jusante da crista do vertedouro.

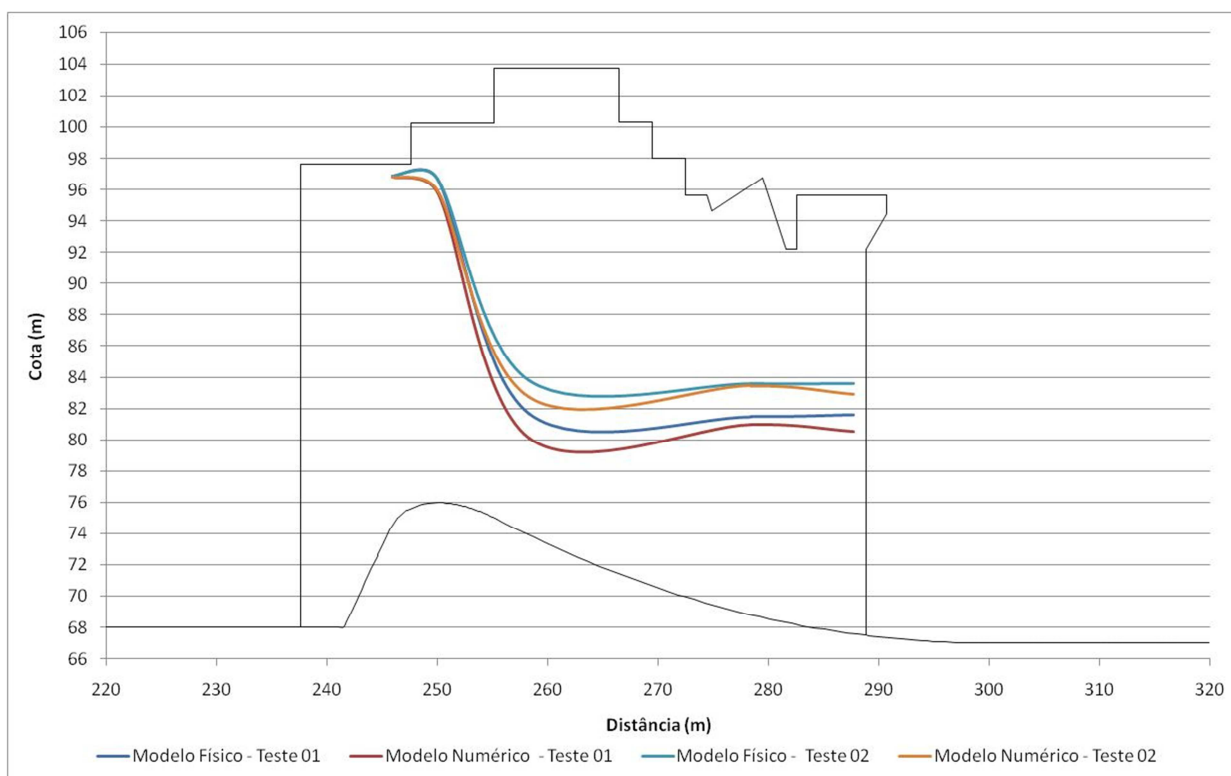


Figura 7.30 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 0,5 m

Em termos comparativos, se conclui, ao se analisar da Figura 7.31 à Figura 7.36, que a qualidade de representação dos valores de pressão na região do pé do pilar proporcionada pelo modelo numérico é bem inferior à encontrada com os resultados no centro do vão.

Essa característica também foi observada nas análises de escoamento livre pelo vertedouro sendo que então essas discrepâncias podem ser atribuídas, em sua grande parte, em especial ao mesmo fator, a metodologia de representação da geometria pelo FLOW 3D®. A geometria do modelo numérico é interpretada pela malha através do método FAVOR. Esse método faz com que exista, principalmente em regiões de canto do modelo, uma suavização de maneira que o canto acaba por ser caracterizado como uma superfície curva. Tal aproximação induz a diferenças importantes no escoamento fazendo com que os resultados nessas regiões tenham uma qualidade inferior às outras regiões do modelo, todavia, o comportamento geral ainda é de certa forma representado pelo modelo numérico. Vale ressaltar que, da mesma forma como nos resultados do centro do vão, existe uma tendência de subestimativa das pressões para escoamentos controlados por comporta.

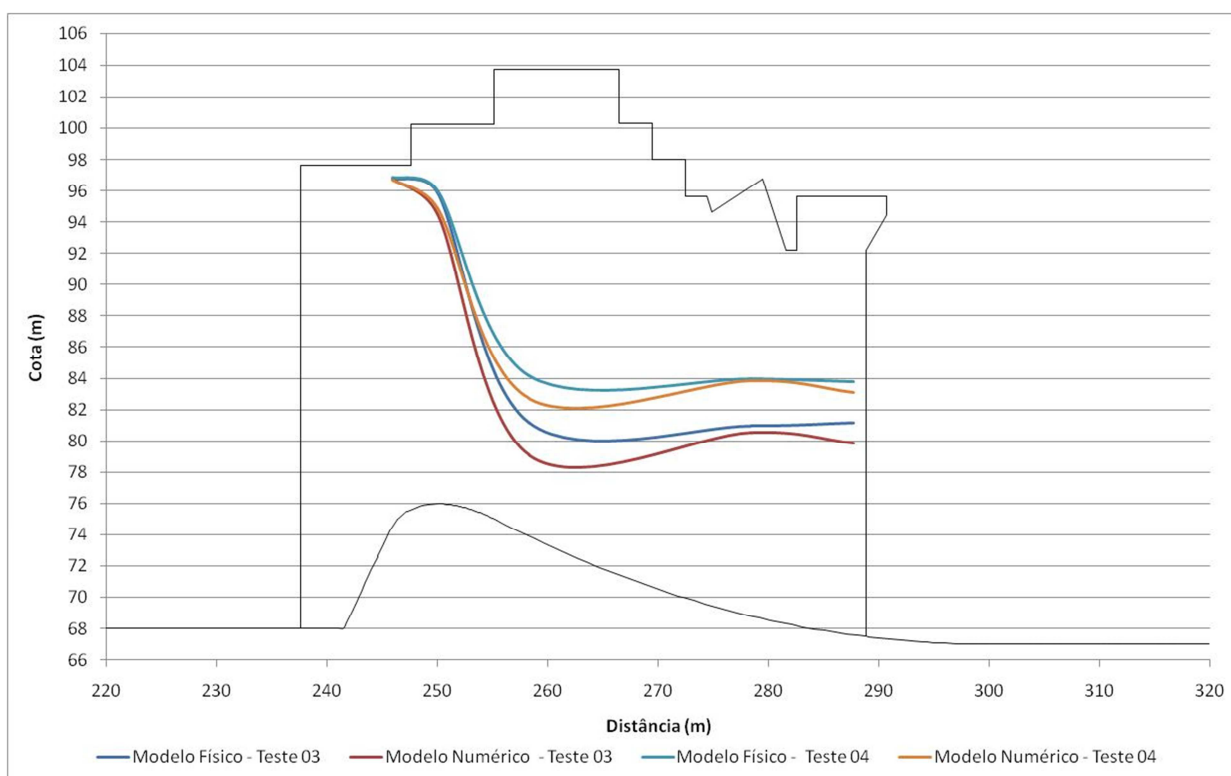


Figura 7.31 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 1,0 m

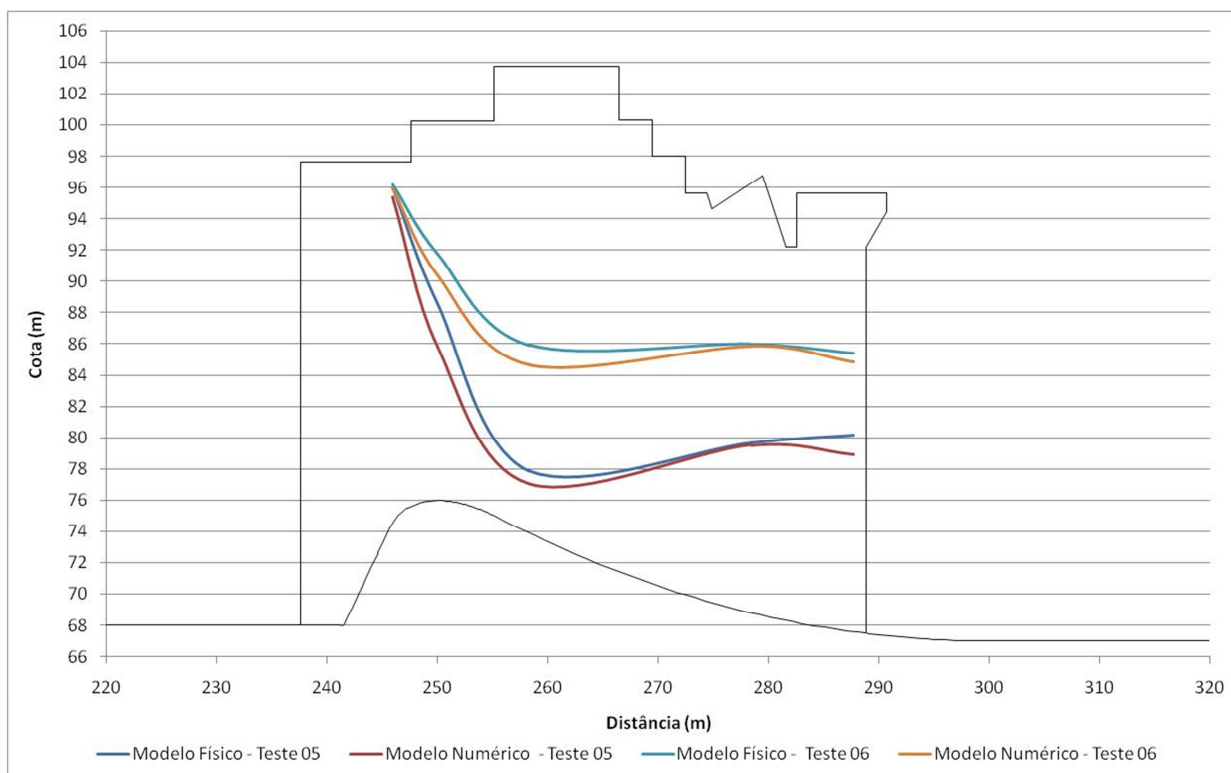


Figura 7.32 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 3,0 m

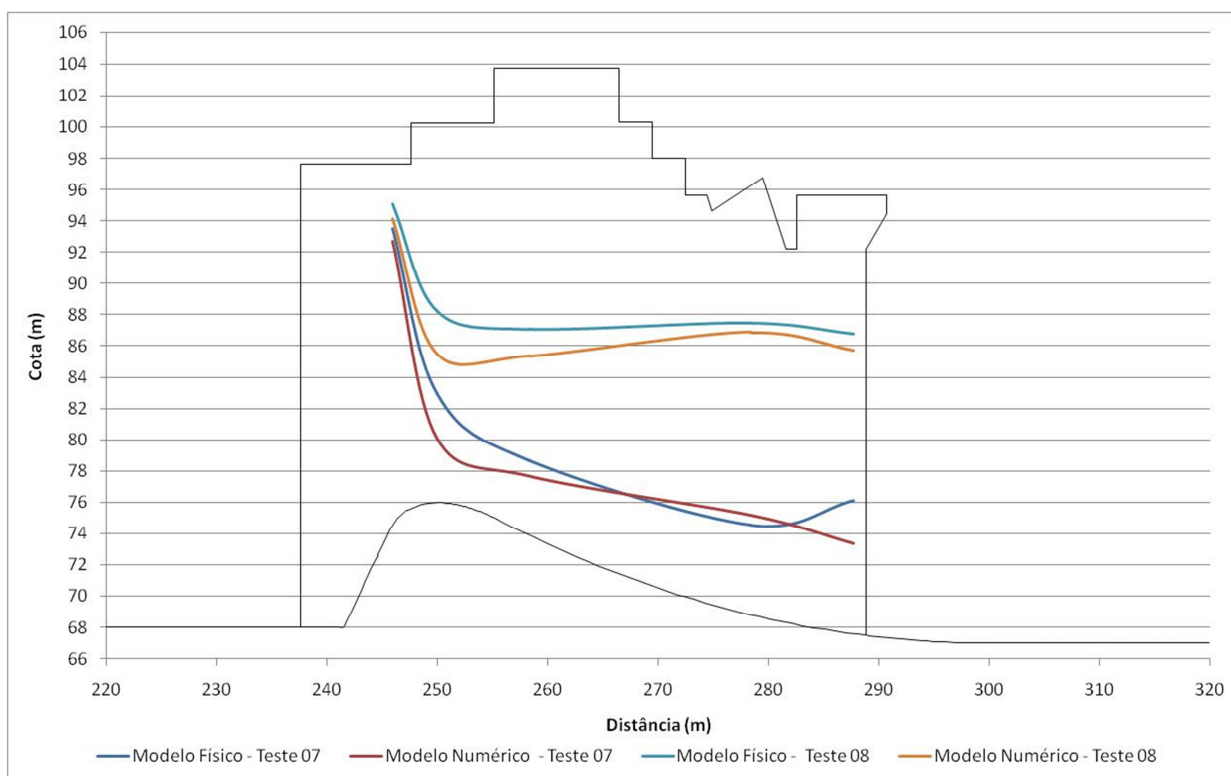


Figura 7.33 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 6,0 m

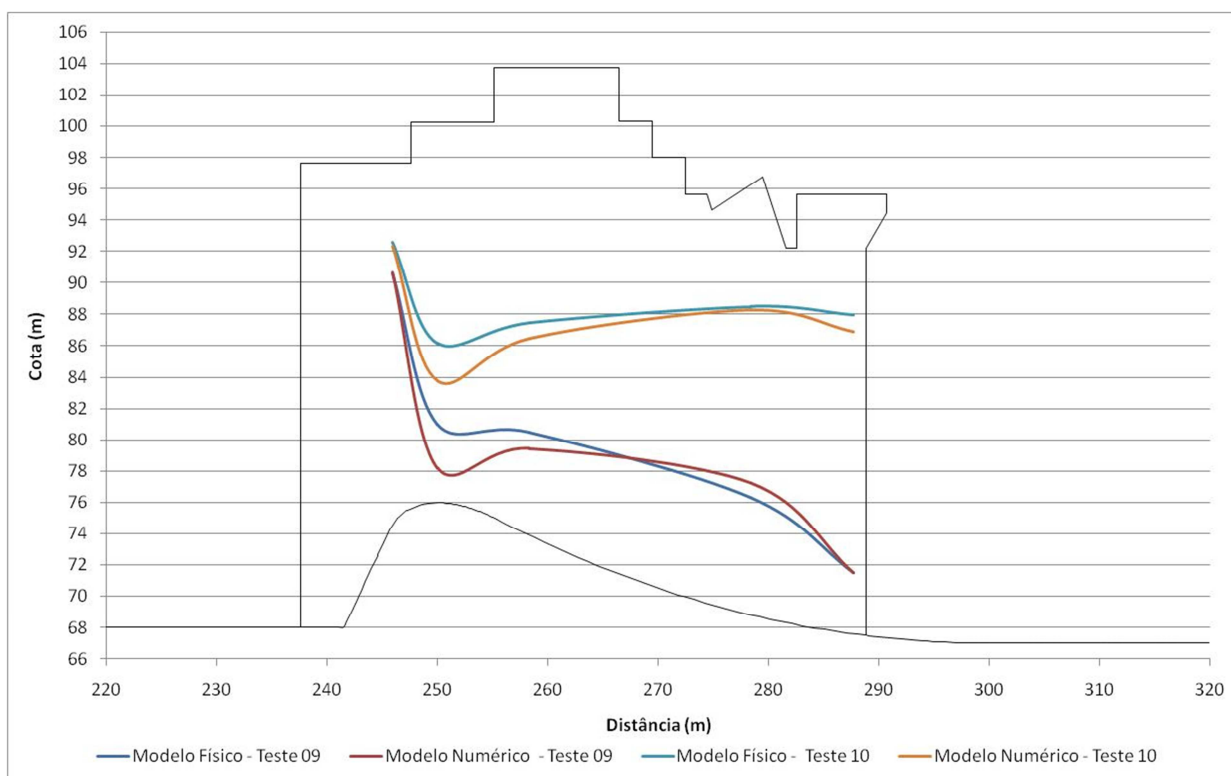


Figura 7.34 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 9,0 m

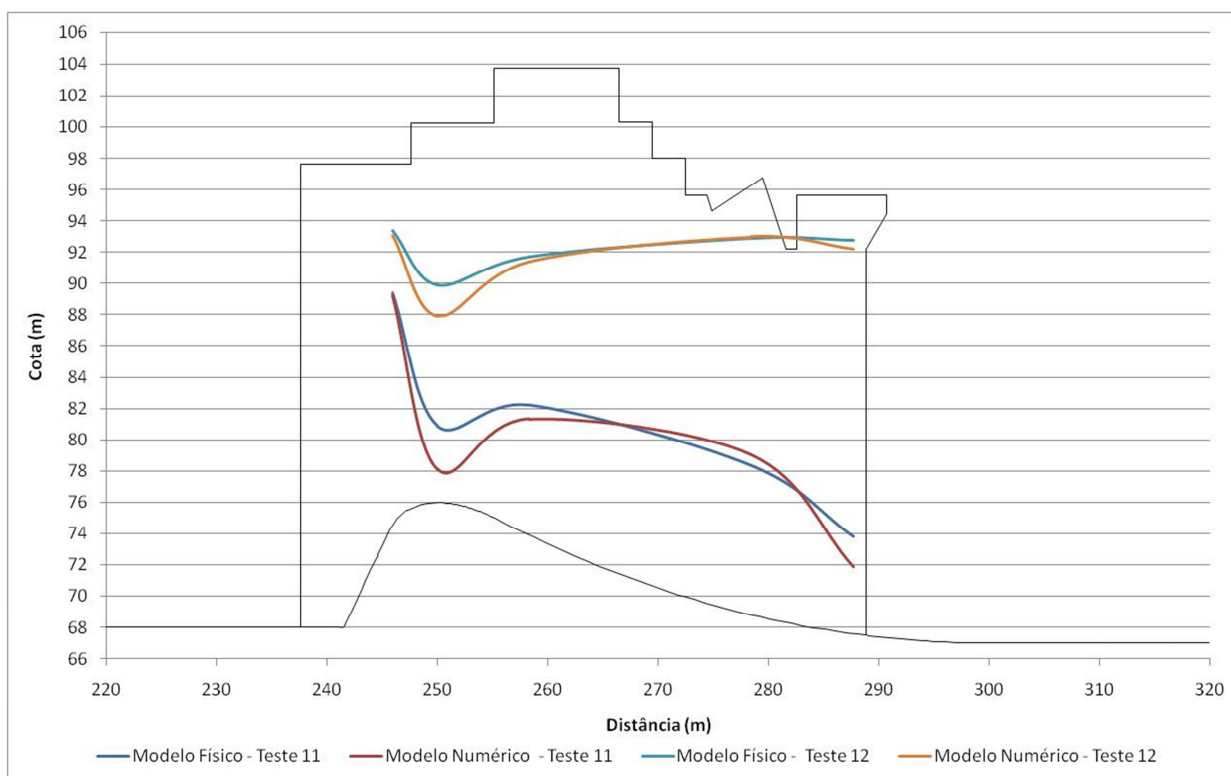


Figura 7.35 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 12,0 m

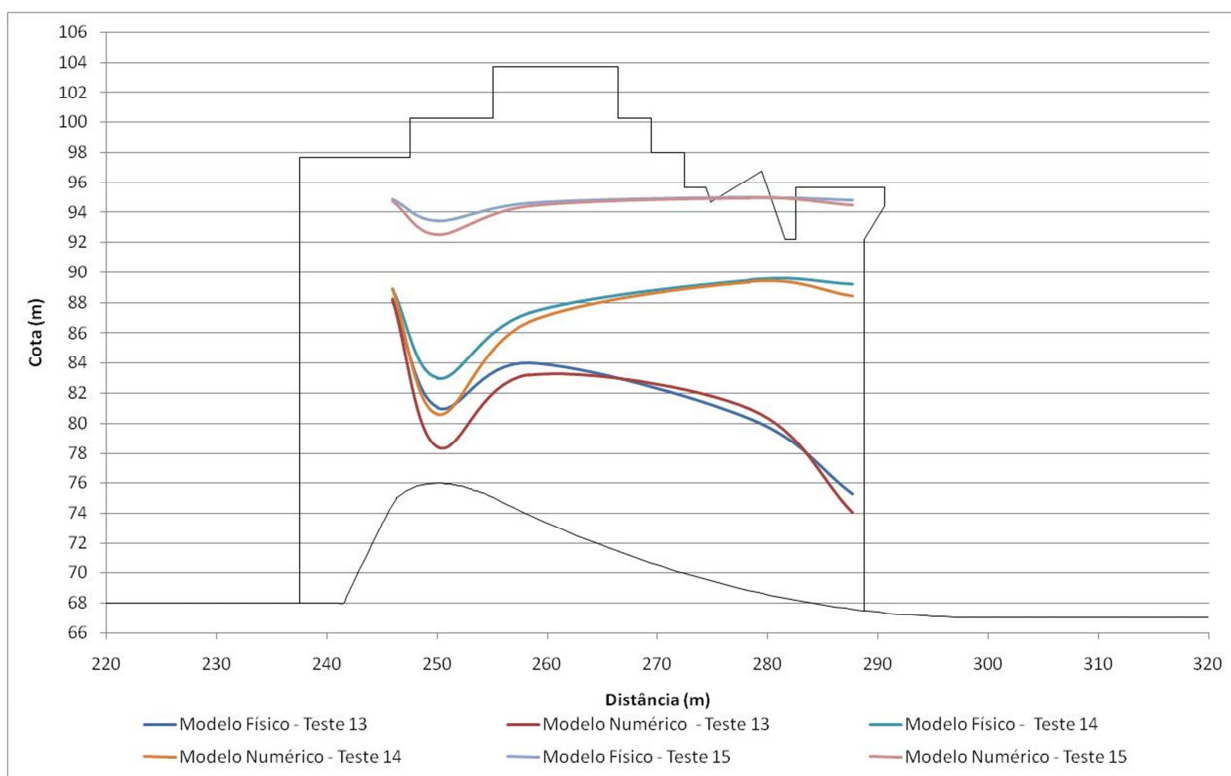


Figura 7.36 - Pressões na crista junto ao pilar - Abertura 15,0 m

7.2.2.3 Face do pilar

Adicionalmente aos piezômetros localizados na crista do vertedouro foram também levantadas as pressões em outros doze piezômetros localizados na face de um dos pilares do vertedouro. Esses piezômetros foram dispostos em três linhas, cada uma contendo três piezômetros, nas elevações 77,0 m, 80,5 m e 84,0 m. Tal distribuição é representada na Figura 6.2.

Ao se analisar a Tabela 7.6 à Tabela 7.10 percebe-se que as diferenças entre os valores de pressão do modelo numérico e do modelo físico ora é positiva ora é negativa, ou seja, em certos locais o modelo numérico apresenta valores de pressão superiores ao modelo físico e em outros acontece o inverso. Em termos da magnitude das diferenças é possível perceber uma tendência da mesmas permanecerem em uma faixa de um metro de coluna de água para mais e para menos sendo que apenas alguns pontos escapam dessa regra. Essa tendência é melhor observada no gráfico da Figura 7.37. Os pontos de discrepância possuem duas características em comum, a primeira é que estão restringidos ao piezômetro PP-03, localizado nas mediações da crista, e a segunda é que são resultados referentes a testes (um, três e quatro) em que o erro em termos de capacidade de descarga superou os 40%. Esse erro em capacidade de descarga implica que uma vazão superior à encontrada no modelo físico passa pelo orifício e portanto uma velocidade maior é esperada na região. Velocidades mais elevadas implicam em pressões mais reduzidas na região da crista, corroborando assim com as pressões mais baixas encontradas no modelo numérico.

Assim, os resultados indicam que é viável utilizar o modelo numérico para estimativa das pressões nos pilares.

Tabela 7.6 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 1, 2 e 3

Piezômetros	Teste 1 - Abertura 0,5m			Teste 2 - Abertura 0,5m			Teste 3 - Abertura 1,0m		
	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)
PP-01	19,90	19,89	-0,01	19,90	19,89	-0,01	19,90	19,81	-0,09
PP-02	19,90	19,68	-0,22	19,80	19,70	-0,10	19,60	19,27	-0,33
PP-03	18,90	17,49	-1,41	18,00	17,85	-0,15	16,10	12,78	-3,32
PP-04	4,50	3,69	-0,81	6,50	6,18	-0,32	3,80	2,96	-0,84
PP-05	16,40	16,43	0,03	16,40	16,42	0,02	16,40	16,40	0,00
PP-06	16,40	16,37	-0,03	16,40	16,37	-0,03	16,30	16,25	-0,05
PP-07	0,90	-	-	3,00	-	-	0,50	-	-

Piezômetros	Teste 1 - Abertura 0,5m			Teste 2 - Abertura 0,5m			Teste 3 - Abertura 1,0m		
	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)
PP-08	0,90	0,27	-0,63	3,00	2,69	-0,31	0,40	0,01	-0,39
PP-09	12,90	12,96	0,06	12,90	12,95	0,05	12,90	12,98	0,08

Tabela 7.7 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 4, 5 e 6

Piezômetros	Teste 4 - Abertura 1,0m			Teste 5 - Abertura 3,0m			Teste 6 - Abertura 3,0m		
	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)
PP-01	19,80	19,74	-0,06	18,60	18,47	-0,13	19,00	19,03	0,03
PP-02	19,60	19,31	-0,29	15,90	15,32	-0,58	17,40	17,22	-0,18
PP-03	16,90	14,14	-2,76	4,60	4,28	-0,32	-	-	-
PP-04	6,70	6,38	-0,32	0,40	0,63	0,23	-	-	-
PP-05	16,40	16,32	-0,08	15,60	15,53	-0,07	15,20	15,85	0,65
PP-06	16,30	16,19	-0,11	14,60	14,41	-0,19	15,20	15,19	-0,01
PP-07	3,20	-	-	0,20	-	-	5,20	4,45	-0,75
PP-08	3,20	2,88	-0,32	0,20	0,00	-0,20	5,00	4,52	-0,48
PP-09	12,90	12,88	-0,02	12,60	12,51	-0,09	12,60	12,63	0,03

Tabela 7.8 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 7, 8 e 9

Piezômetros	Teste 7 - Abertura 6,0m			Teste 8 - Abertura 6,0m			Teste 9 - Abertura 9,0m		
	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)
PP-01	15,50	15,89	0,39	17,40	17,29	-0,11	13,60	14,14	0,54
PP-02	10,85	10,61	-0,24	14,40	13,67	-0,73	8,60	8,57	-0,03
PP-03	3,70	3,69	-0,01	10,20	9,13	-1,07	4,00	3,84	-0,16
PP-04	1,20	1,52	0,32	9,70	8,66	-1,04	2,90	3,18	0,28
PP-05	13,40	13,42	0,02	14,70	14,49	-0,21	11,40	11,79	0,39
PP-06	9,40	9,53	0,13	12,10	11,81	-0,29	7,90	8,20	0,30
PP-07	0,30	0,63	0,33	6,50	5,68	-0,82	3,10	3,31	0,21
PP-08	0,10	0,00	-0,10	6,20	5,17	-1,03	0,20	0,21	0,01
PP-09	11,40	11,28	-0,12	11,20	11,91	0,71	9,60	9,54	-0,06
PP-10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PP-11	-	-	-	2,80	1,67	-1,13	0,30	-	-
PP-12	-	-	-	2,70	1,66	-1,04	0,30	-	-

Tabela 7.9 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 10, 11 e 12

Piezômetros	Teste 10 - Abertura 9,0m			Teste 11 - Abertura 12,0m			Teste 12 - Abertura 12,0m		
	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)
PP-01	15,70	15,77	0,07	12,70	13,07	0,37	16,70	16,57	-0,13
PP-02	12,20	11,90	-0,30	7,90	7,92	0,02	14,65	14,15	-0,50
PP-03	9,50	9,01	-0,49	4,80	4,72	-0,08	13,70	13,14	-0,56
PP-04	10,00	9,71	-0,29	4,70	4,96	0,26	14,50	14,41	-0,09
PP-05	13,00	13,08	0,08	10,30	10,97	0,67	13,70	13,74	0,04
PP-06	10,50	10,52	0,02	7,70	8,17	0,47	12,65	12,40	-0,25
PP-07	7,40	7,29	-0,11	4,60	4,80	0,20	11,50	11,06	-0,44
PP-08	6,25	6,27	0,02	1,80	1,77	-0,03	11,00	10,87	-0,13
PP-09	10,65	10,45	-0,20	8,40	8,49	0,09	10,80	10,66	-0,14
PP-10	6,50	6,62	0,12	5,25	5,60	0,35	9,50	9,18	-0,32
PP-11	3,10	2,76	-0,34	1,60	1,48	-0,12	7,90	7,33	-0,57
PP-12	2,50	2,78	0,28	0,20	0,00	-0,20	7,40	7,18	-0,22

Tabela 7.10 - Análise comparativa dos valores de pressão para os testes 13, 14 e 15

Piezômetros	Teste 13 - Abertura 15,0m			Teste 14 - Abertura 15,0m			Teste 15 - Abertura 15,0m		
	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)	Mod. Físico (m)	FLOW3D (m)	Dif. (m)
PP-01	11,95	12,37	0,42	12,60	12,96	0,36	18,10	18,08	-0,02
PP-02	7,60	7,67	0,07	8,90	8,93	0,03	17,10	17,06	-0,04
PP-03	5,80	5,70	-0,10	7,80	7,71	-0,09	16,90	16,82	-0,08
PP-04	6,60	6,77	0,17	9,80	9,84	0,04	17,50	17,43	-0,07
PP-05	9,20	10,51	1,31	10,60	10,91	0,31	14,70	14,95	0,25
PP-06	7,90	8,29	0,39	8,60	9,00	0,40	14,50	14,47	-0,03
PP-07	5,90	5,95	0,05	7,00	7,15	0,15	14,10	14,06	-0,04
PP-08	3,90	3,86	-0,04	6,10	6,37	0,27	14,00	13,99	-0,01
PP-09	7,80	8,05	0,25	8,00	8,29	0,29	11,70	11,65	-0,05
PP-10	6,30	6,33	0,03	6,70	6,74	0,04	11,30	11,25	-0,05
PP-11	3,70	3,81	0,11	4,40	4,55	0,15	10,80	10,80	0,00
PP-12	1,10	1,08	-0,02	2,80	2,41	-0,39	10,60	10,53	-0,07

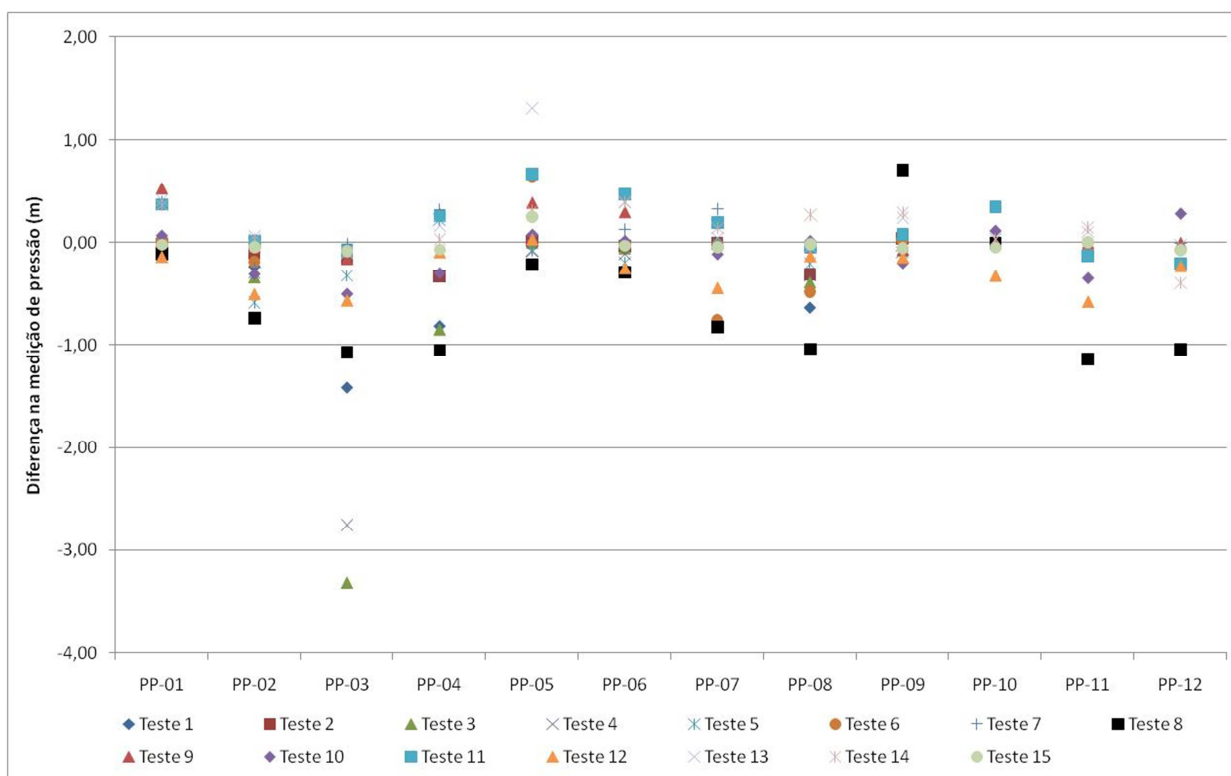


Figura 7.37 - Diferença nas medições de pressões dos piezômetros localizados no pilar para escoamentos controlados

8 ESTUDO DA FORMA DA CRISTA

Os vertedouros mais convencionais em operação na atualidade possuem a forma de sua crista definida por uma equação que, para uma determinada carga de projeto, busca reproduzir a parte inferior de um jato de vertedouro retangular de parede delgada, garantindo assim uma magnitude de pressão próxima da atmosférica na superfície do vertedouro (mais informações ver item 2.1.1). Esse perfil é conhecido como perfil Creager e tem sido utilizado com muito sucesso ao longo de décadas, porém, os vertedouros de baixa queda apresentam uma condição de escoamento totalmente diferente da preconizada na formulação do perfil Creager sendo então que a eficiência do mesmo sobre tais condições não é garantida.

Com isso em mente, durante a segunda etapa de ensaios no modelo físico, foram testadas diversas geometrias de crista buscando verificar qual seria a mais adequada para o vertedouro da UHE Belo Monte. Durante os ensaios foi verificado que o vertedouro com perfil Creager apresentava uma separação do escoamento logo a jusante da crista, fazendo assim com que a crista causasse uma perda de carga localizada no escoamento e diminuísse sua capacidade de descarga. Esse fenômeno pode ser observado na Figura 8.1, retirada do relatório do modelo físico.

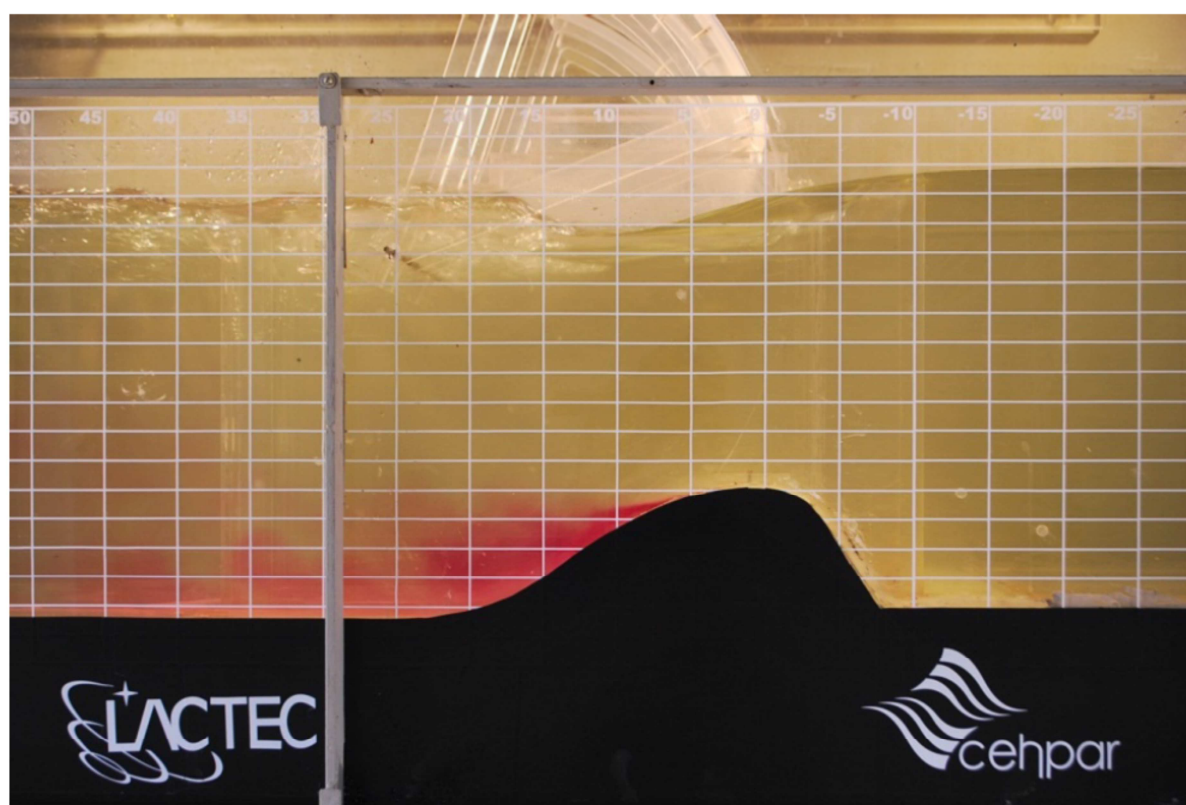


Figura 8.1 - Ensaio do perfil Creager em modelo físico (CEHPAR, 2011)

Essa perda de carga localizada acabava por elevar o nível de energia a montante do vertedouro fazendo com que o mesmo ficasse 0,23 m acima do nível de projeto. Em busca de uma possível melhoria no comportamento do escoamento, e consequente melhora na capacidade de descarga, foi proposta uma geometria de perfil não-convencional com uma contra-curva composta de um arco de raio 130,0 m. Tal geometria foi testada e apresentou um comportamento mais favorável no qual a separação do escoamento foi minimizada e quase extinta, como pode ser visto na Figura 8.2. A melhoria no comportamento do escoamento ocasionou um aumento na eficiência rebaixando o nível de energia a montante em 0,33 m, fazendo então com que o vertedouro atendesse aos critérios de projeto.



Figura 8.2 - Ensaio do perfil com contracurva de raio 130,0 m no modelo físico (CEHPAR, 2011)

O estudo em modelo físico conseguiu demonstrar que o perfil Creager não é o mais indicado em situações de vertedouros com elevado grau de afogamento e perfis alternativos podem trazer ganhos ao projeto. Infelizmente não existem ábacos ou formulações que indiquem quando o perfil Creager passa a ter sua eficiência reduzida e quando é recomendável estudar alternativas de geometria. Dessa maneira, este capítulo tem por objetivo avaliar se o modelo numérico é capaz de trazer conclusões semelhantes ao modelo físico de maneira a viabilizar tais

avaliações já nas fases de pré-dimensionamento e trazer assim agilidade a todo esse processo.

Com esse objetivo foram feitas quatro simulações contemplando duas vazões, 62.000 m³/s e 72.300 m³/s, e duas alternativas de geometria da crista. A partir dessas simulações foram avaliadas as respectivas capacidades de descarga e o comportamento do escoamento, principalmente na região logo a jusante da crista.

Tabela 8.1 - Comparação de capacidade descarga entre as alternativas de geometria

Dados	Perfil Creager		Perfil R=130m	
	Q=62.000 m ³ /s	Q=72.300 m ³ /s	Q=62.000 m ³ /s	Q=72.300 m ³ /s
NAj (m)	95,43	96,70	95,43	96,70
NEm Mod. Físico (m)	97,43	99,13	97,10	98,84
NEm F3D (m)	96,92	98,68	96,89	98,64
Δ NEm (m)	-0,51	-0,45	-0,21	-0,20
Cd Mod. Físico	1,562	1,625	1,599	1,656
Cd F3D	1,620	1,673	1,624	1,678
ΔCd	3,53%	2,86%	1,51%	1,32%

A primeira variável analisada foi a capacidade de descarga das quatro simulações em comparação com os resultados do modelo físico (Tabela 8.1). Quando comparados os resultados dos modelos numéricos com seus respectivos ensaios em modelos físicos se chega à conclusão que o modelo com perfil Creager apresentou erros, em termos de capacidade de descarga, da ordem de 3%, enquanto que no modelo com crista alternativa as variações foram da ordem de 1,5%.

A segunda avaliação feita é a comparação de diferença de capacidade de descarga entre geometrias diferentes de crista resultante no modelo físico e no modelo numérico. No modelo físico, quando se comparam os resultados de nível de energia a montante das duas geometria se chega à conclusão que a mudança na crista incorreu em uma redução de nível de cerca de 0,30 m. Em contraponto a esse resultado, quando se faz a mesma avaliação para os modelos numéricos se chega a reduções inferiores a 0,05 m.

Tal discrepância em resultados leva a duas possíveis conclusões. A primeira conclusão vem da análise crua dos resultados e é que o modelo numérico não consegue avaliar a diferença no escoamento decorrente da diferença de geometria da crista e dessa maneira não consegue reproduzir o ganho de capacidade de

descarga observado no modelo físico. A segunda possível conclusão é que tal análise é muito sensível para ser detalhada pelo modelo numérico. Nas análises comparativas entre geometrias se fala em diferenças de nível da ordem de 0,30 m, o que, em termos de coeficiente de capacidade descarga, gira em torno de uma precisão de apenas 2%. Tal precisão talvez seja muito grande para ser reproduzida no modelo numérico.

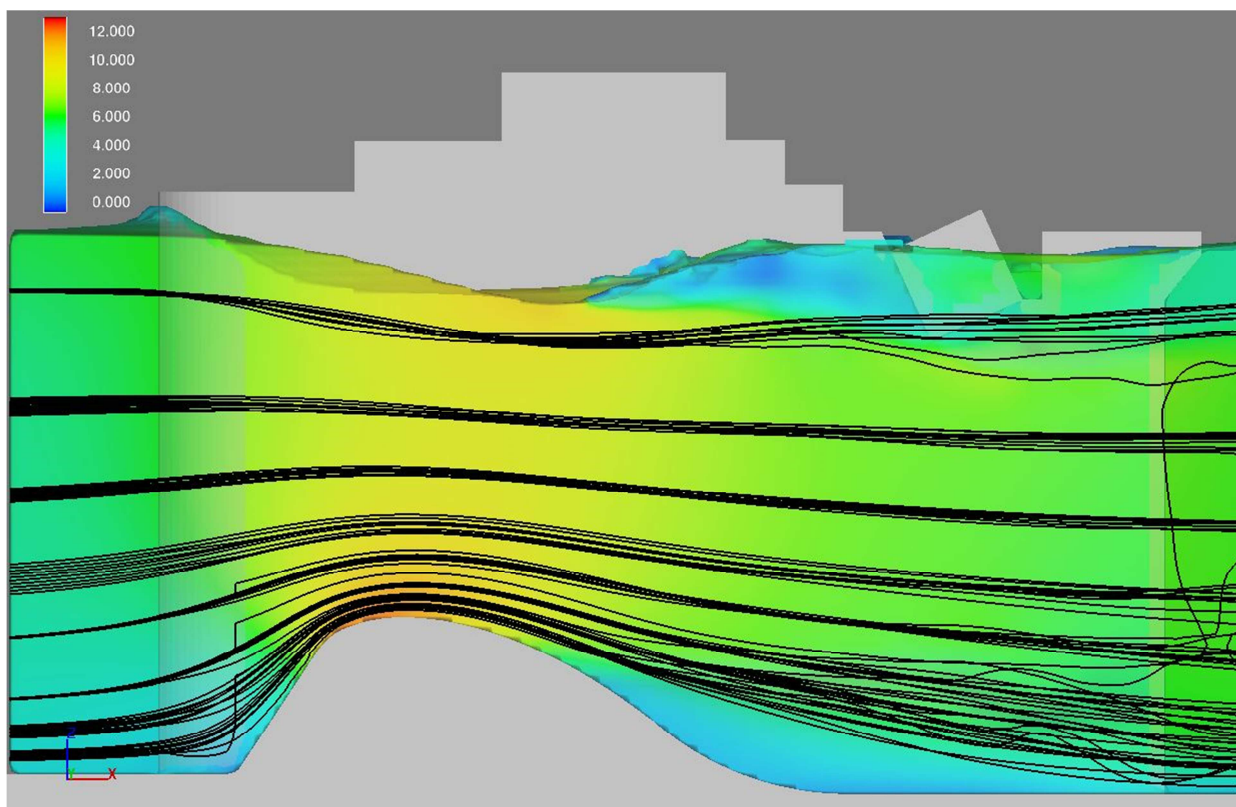


Figura 8.3 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 62.000 m³/s e perfil Creager

A segunda parte da análise se deu por uma comparação visual entre o escoamento obtido pelo modelo numérico e o obtido pelo modelo físico. Para isso foram geradas figuras contemplando as linhas de tendência do escoamento no modelo numérico. Vale ressaltar que tais linhas não são linhas de corrente e sim representam o caminho (tridimensional) que certas partículas percorrem dado um determinado campo de velocidades.

A Figura 8.3 e a Figura 8.4 representam o escoamento para uma vazão de 62.000 m³/s, cada uma com sua respectiva geometria. Já na Figura 8.5 e na Figura 8.6 a vazão simulada é de 72.300 m³/s. Ao se comparar a Figura 8.3 e a Figura 8.5 com a Figura 8.1 observa-se que o modelo numérico conseguiu identificar o descolamento da crista. Esse fato é caracterizado pela falta de linhas de tendência do escoamento na região logo a jusante da crista e pela magnitude das velocidades.

Da mesma maneira, ao se comparar a Figura 8.4 e a Figura 8.6 com a Figura 8.2, também é possível observar a semelhança dos escoamentos, já que o escoamento adere mais à crista fazendo com que o descolamento seja praticamente extinto.

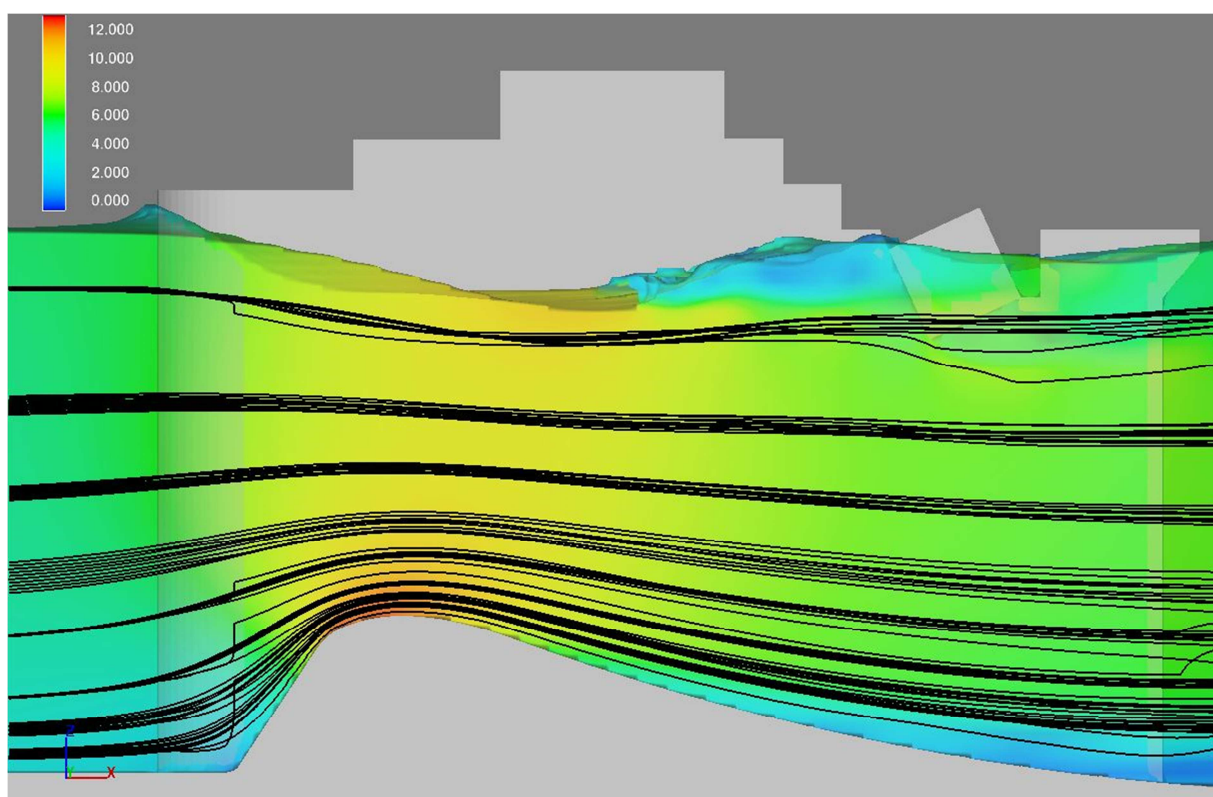


Figura 8.4 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 62.000 m³/s e perfil modificado

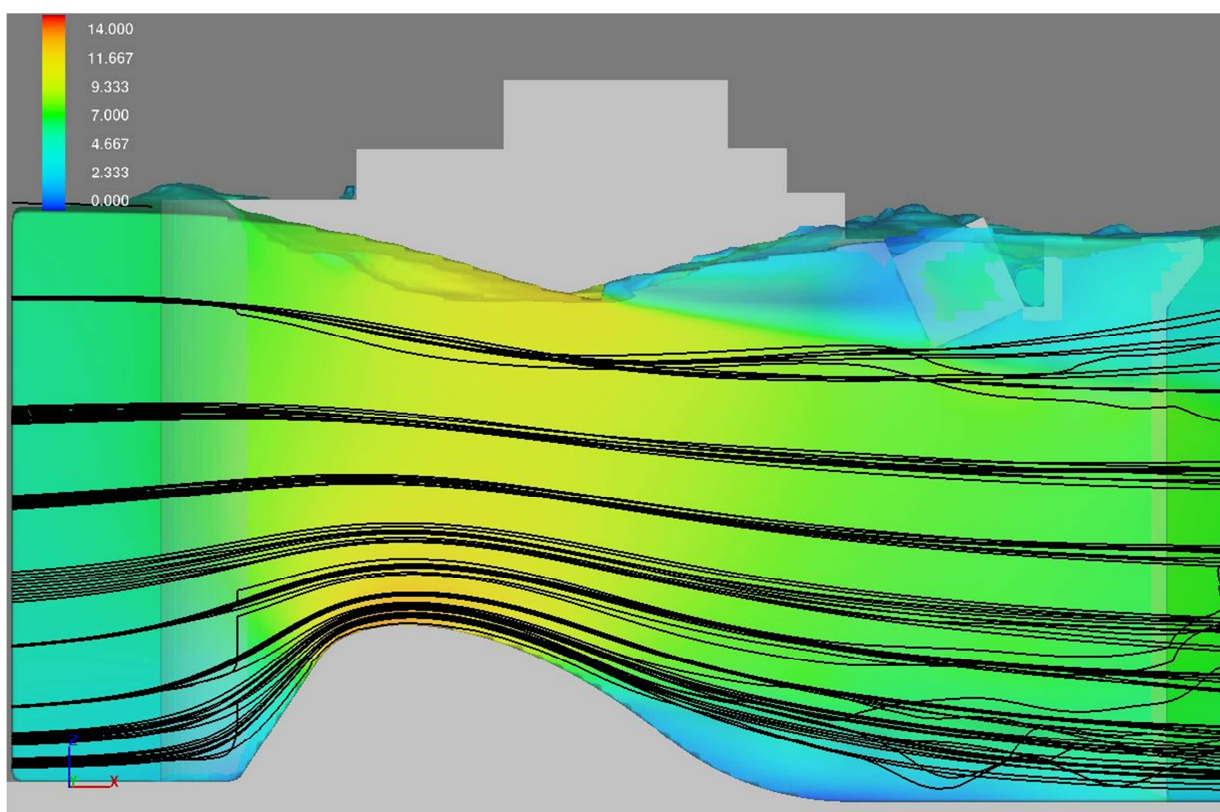


Figura 8.5 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 72.300 m³/s e perfil Creager

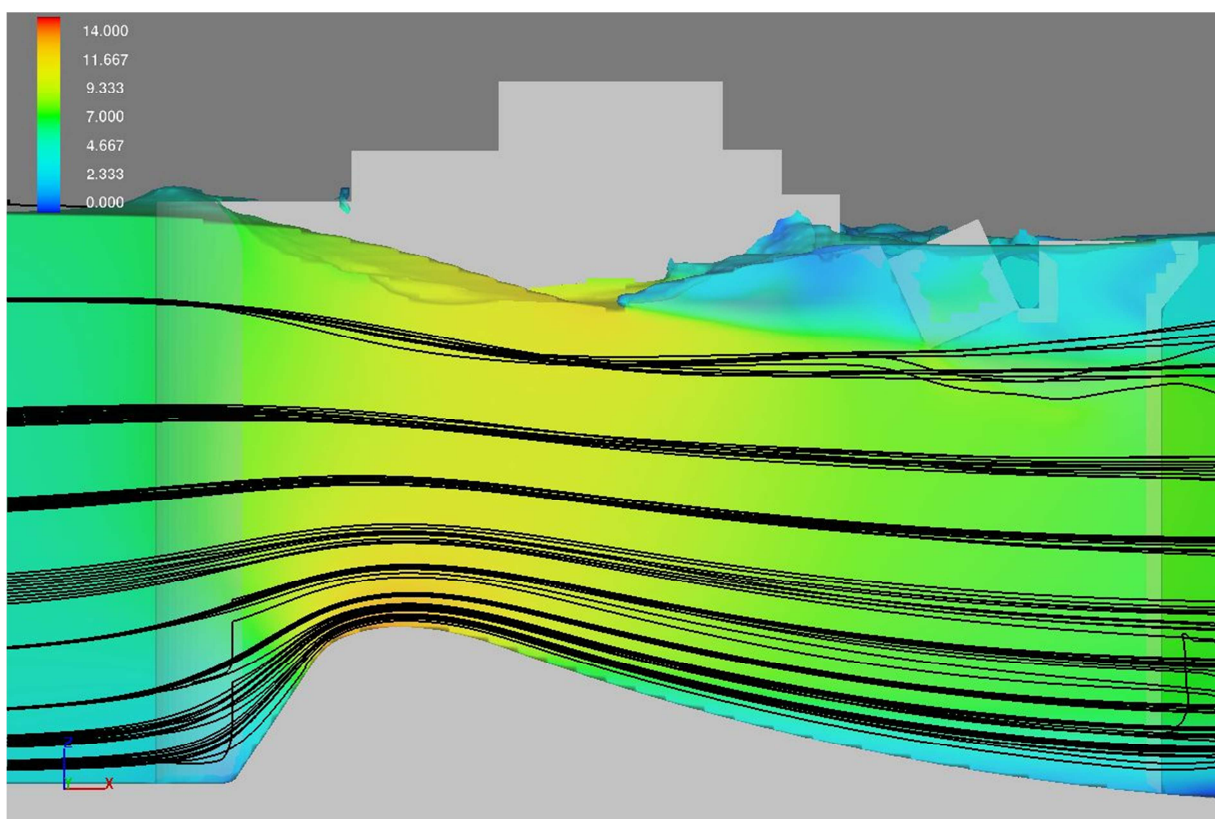


Figura 8.6 - Linhas de tendência do escoamento para vazão de 72.300 m³/s e perfil modificado

Com o apresentado neste capítulo, mesmo com as limitações apontadas, conclui-se que o modelo numérico pode servir como uma ferramenta de análise da

eficiência da crista de um vertedouro com alto grau de submergência. Isso se torna possível ao se aliar ao modelo numérico os conhecimentos adquiridos em modelo físico como, por exemplo, no modelo da UHE Belo Monte.

9 ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

No decorrer do presente trabalho várias questões foram sendo levantadas quanto ao efeito que diferentes abordagens e metodologias utilizadas na modelagem numérica poderiam ter nos resultados. Entretanto, devido à quantidade expressiva de simulações propostas se torna inviável o desenvolvimento de uma análise de sensibilidade considerando toda a gama de simulações.

Dessa maneira foi escolhida a simulação da Vazão Máxima Provável (VMP), correspondente a 72.278 m³/s, escoando sem o controle de comporta como a simulação base para algumas análises de sensibilidade. Essa simulação foi escolhida partindo do princípio que, devido à magnitude da vazão, quaisquer diferenças encontradas, qualitativas e/ou quantitativas, seriam potencializadas, fazendo com que uma análise comparativa fosse mais viável e conclusiva.

Com isso em mente, foram realizadas três análises de sensibilidade sendo elas:

- Determinação da influência das paredes laterais existentes em modelos físicos parciais nos resultados;
- Comparação entre simulações com diferentes modelos de turbulência. Os modelos analisados foram o modelo k- ϵ padrão e o modelo RNG;
- Comparação entre os resultados de modelos numéricos desenvolvidos em escala de protótipo e em escala reduzida.

A seguir são apresentadas as principais características e conclusões de cada uma dessas análises de sensibilidade

9.1 Influência das paredes laterais presentes nos modelos físicos parciais

Os modelos físicos parciais de vertedouros normalmente são caracterizados pela representação de um vão completo com dois pilares laterais e adicionais meio ou três quartos de vão a esquerda e a direita, sendo então o modelo confinado por paredes laterais que tem por finalidade direcionar o escoamento e estão presentes ao longo de todo o modelo. As paredes dos modelos são usualmente

confeccionadas em acrílico ou revestidos com argamassa alisada. O escoamento desse tipo de modelo é comumente definido como bidimensional, uma vez que efeitos da tridimensionalidade da estrutura, como condições de aproximação, não são representadas. Assim, o intuito desses modelos é de fazer a caracterização inicial do vertedouro em questão nos quais são avaliados, entre outros, o comportamento da crista vertente, sistema de dissipação de energia e caracterização dos escoamentos controlados. A Figura 9.1 ilustra o modelo físico parcial da UHE Belo Monte. Nela é possível ver em detalhe os vãos, bem como as paredes laterais a esquerda e direita.



Figura 9.1 - Exemplo de modelo físico parcial com detalhe para as paredes laterais (CEHPAR, 2011)

Os muros laterais são construídos de maneira que sua superfície se mantenha a mais lisa e regular possível. Tal precaução tem por intenção garantir que o efeito da parede no escoamento seja mínimo, evitando assim que resultados tendenciosos, e discrepantes com a realidade, sejam obtidos. Entretanto, por mais meticulosa que seja a construção dessas paredes, é inevitável que exista um efeito sobre o escoamento, uma vez que é fisicamente impossível a confecção de uma superfície 100% lisa. Por outro lado, os modelos numéricos permitem que seja

imposta tal condição de superfície totalmente lisa, excluindo assim das análises o efeito da rugosidade da parede.

Dessa maneira buscou-se fazer uma análise de sensibilidade na qual foram comparados os resultados do ensaio em modelo físico com duas simulações de modelo numérico, uma sem as paredes laterais (condição de laterais totalmente lisas) e a outra com as paredes.

O modelo numérico sem as paredes laterais utilizado nesta análise de sensibilidade, e seus respectivos resultados, é o mesmo apresentado no item 7.1. Já o modelo com as paredes laterais é idêntico ao anterior (malha, condições de contorno, etc) com o acréscimo, em sua geometria, de sólidos representando as paredes. Uma comparação entre a geometria dos dois modelos pode ser vista na Figura 9.2, na qual se pode visualizar a representação da parede. Para se simular o efeito da parede lateral é necessário que se seja atribuída à mesma uma rugosidade, sendo assim, foi atribuída um valor 0,0006 m. Esse valor é o mesmo utilizado no vertedouro, ou seja, caracteriza uma superfície bastante lisa.

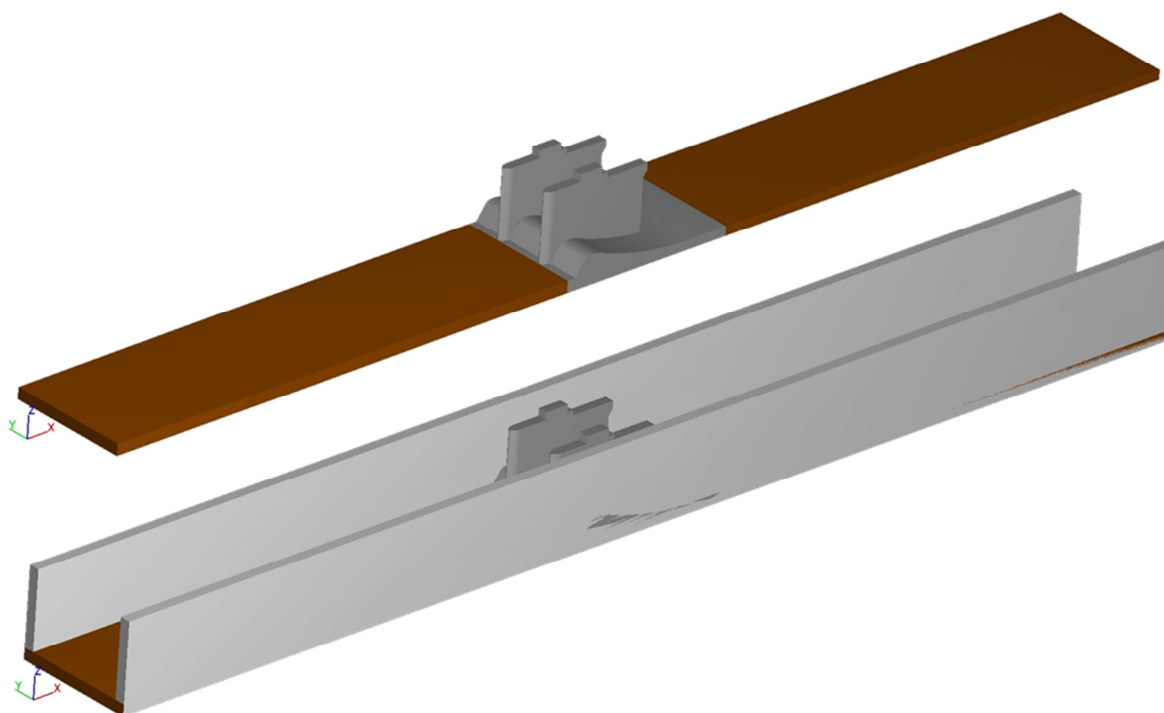


Figura 9.2 - Modelos numéricos com e sem a presença de muros laterais

Uma vez que os três modelos apresentam as mesmas condições de contorno, é de se esperar que tragam resultados relativamente semelhantes. A primeira comparação feita entre os modelos é em relação a capacidade de descarga de cada um. Os valores obtidos para as três simulações são apresentados na Tabela 9.1.

Conforme o esperado, o modelo numérico com a presença das paredes laterais resultou em um nível de energia a montante do vertedouro mais elevado do que o modelo totalmente liso. A diferença entre os dois foi de 0,09 m sendo que o valor do modelo numérico com paredes ainda é inferior ao obtido no modelo físico. Em termos percentuais, e fazendo o comparativo diretamente com o modelo físico, o modelo liso teve um erro percentual de 1,86% no coeficiente de descarga (C_d) contra 1,26% do modelo com as paredes. Comparando-se os resultados entre os modelos numéricos a diferença é de apenas 0,6%. A partir desses resultados é possível concluir que existe um efeito na capacidade de descarga dos modelos numéricos ocasionado pelas paredes laterais.

Tabela 9.1 - Comparativo de resultados entre modelo físico e modelos numéricos

Dados	Modelo Físico	Modelo Numérico "Liso"	Modelo Numérico com Paredes
Vazão (m^3/s)	72.278	72.277	72.269
NAj (m)	96,70	96,70	96,70
NE (m)	98,78	98,52	98,61
ΔNE (m)	-	-0,26	-0,17
C_d ($\text{m}^{1/2}\text{s}^{-1}$)	1,660	1,691	1,681
ΔC_d (%)	-	1,86%	1,26%

No caso específico de vertedouro de baixa queda esse efeito tende a ser potencializado, pois a capacidade de descarga do vertedouro é função direta do nível de água de jusante e sendo função desse nível a mesma é afetada pelas perdas de carga contínuas ao longo do canal de restituição, entre a seção de imposição do nível de água e a seção logo a jusante do vertedouro. Entretanto a magnitude das diferenças é muito pequena, estando inclusive dentro da ordem de grandeza da precisão do método.

Além da capacidade de descarga também foram avaliadas as distribuições de pressões na ogiva e pilares bem como o perfil de linha de água do escoamento. A Figura 9.3 mostra a análise comparativa entre perfis de linha de água. Os pontos em preto correspondem aos resultados do modelo físico e as linhas azul e vermelha aos resultados dos modelos numéricos, sendo o vermelho proveniente do modelo liso. Ao se analisar a figura se observa a semelhança entre os modelos numéricos, na qual somente é possível observar algumas discrepâncias muito pontuais.

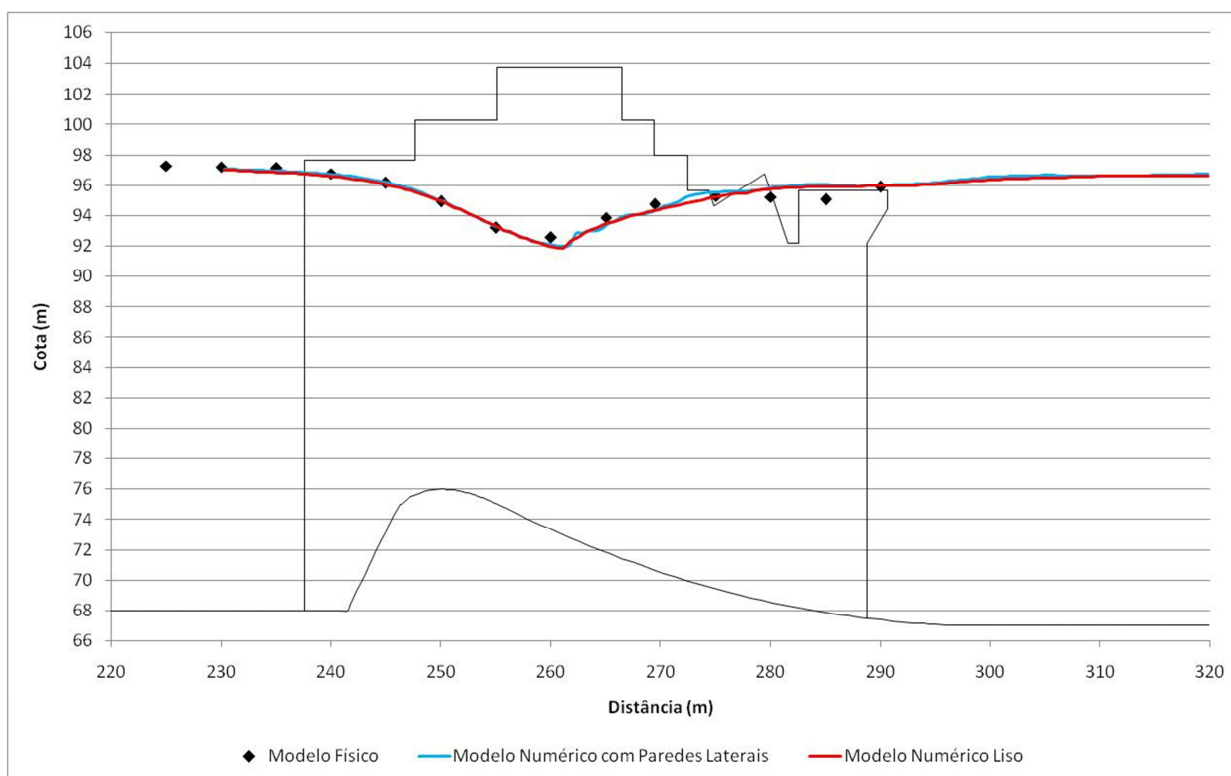


Figura 9.3 - Análise comparativa de perfis de linha de água

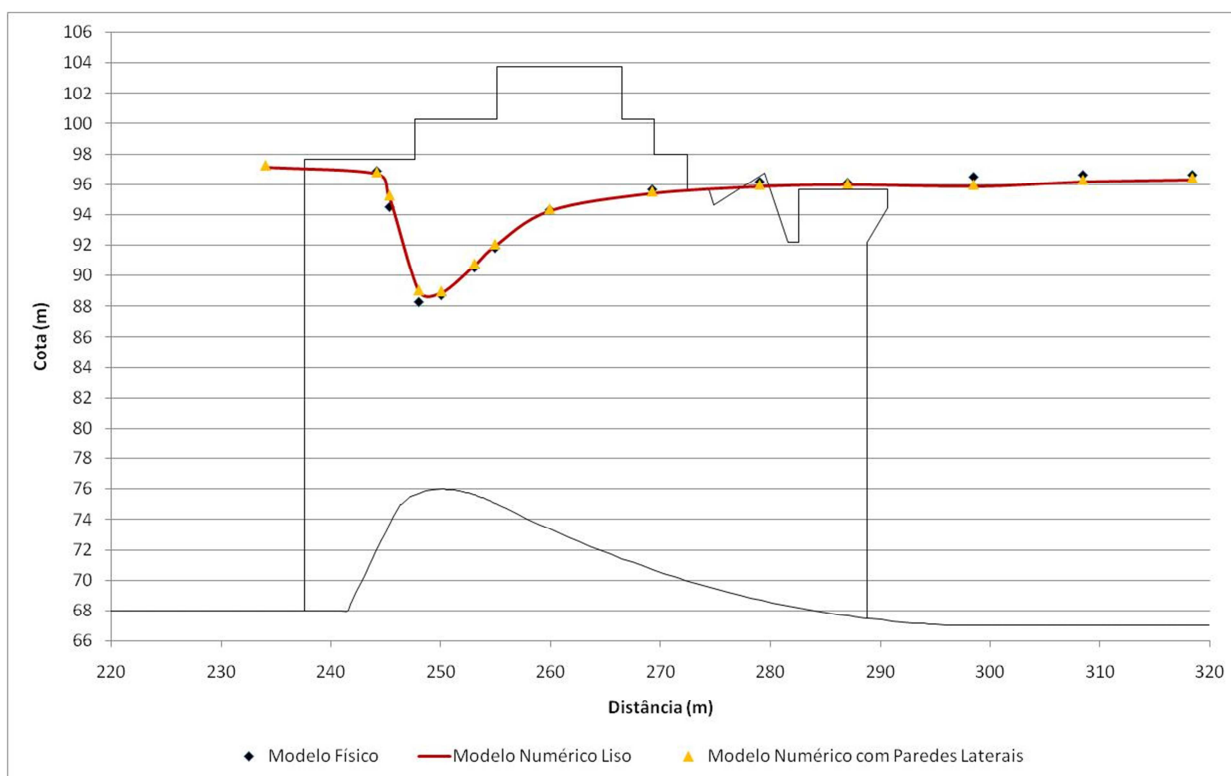


Figura 9.4 - Comparação da linha piezométrica no centro do vão

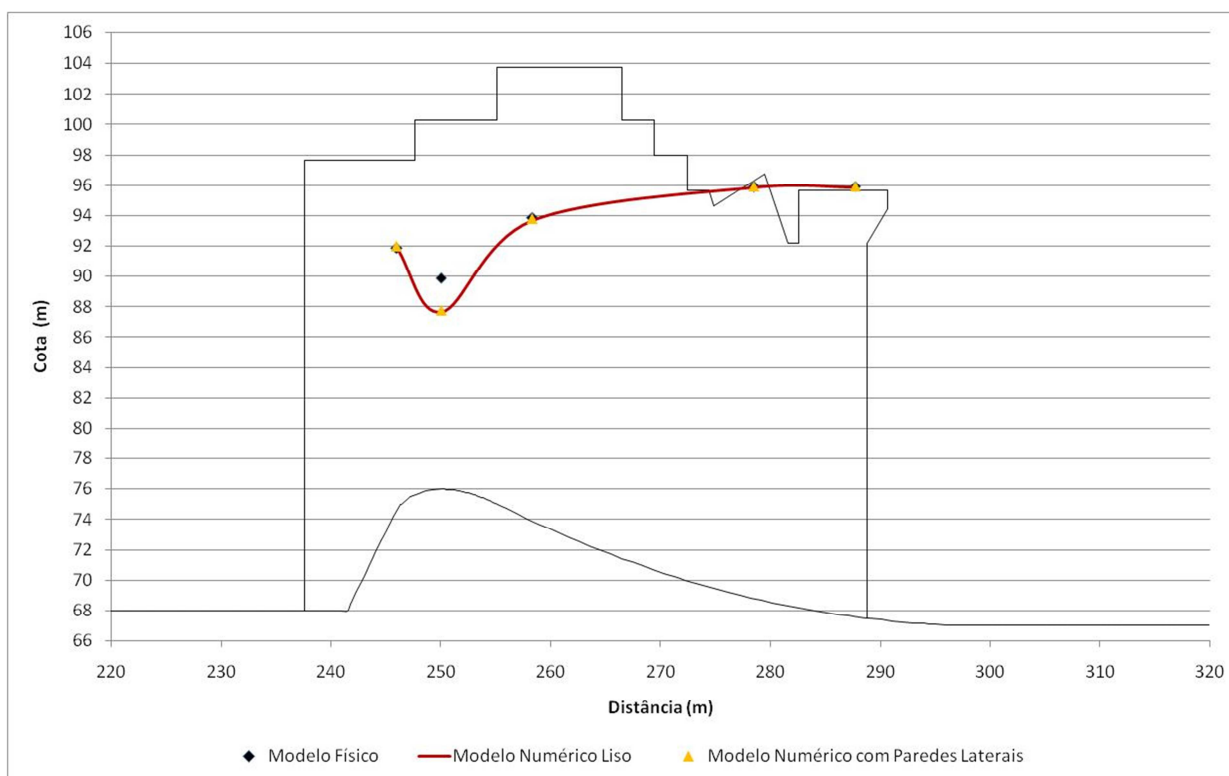


Figura 9.5 - Comparação da linha piezométrica ao pé do pilar

Em termos da distribuição de pressões as conclusões são semelhantes. A Figura 9.4 e a Figura 9.5 mostram a comparação da linha piezométrica na região da crista tanto no centro do vão quando no pé do pilar. Já a Tabela 9.2 faz a comparação de resultados para os piezômetros colocados nas faces dos pilares. As três comparações possibilitam concluir que as diferenças encontradas em termos de distribuição de pressões são ainda menos significativas. A última coluna da Tabela 9.2 mostra a diferença quantitativa no valores de pressão. A partir dessa coluna observa-se que a diferença média é da ordem de 0,10 m, diferença essa semelhante à diferença entre níveis de energia a montante do vertedouro (0,09 m), ou seja, a discrepância entre os dois modelos é constante e resultante da diferença de capacidade de descarga devido à elevação do nível de água de jusante e não por quaisquer efeito das paredes no escoamento. Com isso não é errado afirmar que o efeito das paredes na distribuição de pressões é, em termos práticos, praticamente inexistente.

Vale ressaltar que, para as análises realizadas neste trabalho, se partiu do princípio que a parede foi executada de maneira adequada e possui uma rugosidade muito pequena. Entretanto, caso não sejam tomados os cuidados necessários de

construção e a parede apresente uma rugosidade superior, as conclusões podem ser outras e o efeito da parede pode se tornar significativo.

Tabela 9.2 - Valores de pressão na face dos pilares

Piezômetro	Modelo Físico	Modelo Numérico "Liso"	Modelo Numérico c/ Paredes	Diferença entre Modelos Numéricos (m)
PP-01	15,30	15,85	15,95	0,10
PP-02	13,30	13,65	13,75	0,10
PP-03	14,65	14,10	14,21	0,11
PP-04	16,70	16,60	16,72	0,13
PP-05	13,50	13,42	13,52	0,10
PP-06	12,25	12,61	12,71	0,10
PP-07	12,35	12,29	12,40	0,11
PP-08	13,50	13,08	13,21	0,13
PP-09	10,00	10,39	10,49	0,10
PP-10	9,80	9,91	10,01	0,10
PP-11	9,50	9,51	9,62	0,11
PP-12	9,60	9,60	9,72	0,13

9.2 Análise comparativa entre modelos de turbulência

A turbulência é um fenômeno de caráter dissipativo e complexo caracterizado pela aleatoriedade do comportamento das partículas de fluido. A turbulência pode ser descrita como o conjunto de vórtices que possuem escalas que variam desde as dimensões macro do fluido, como sua profundidade, até escalas milimétricas, caracterizadas pelas escalas de Kolmogorov. Por essa razão sua resolução através das equações de Navier-Stokes necessitaria de elementos da mesma ordem de grandeza dessas escalas, inviabilizando assim as simulações pelo enorme custo computacional.

Assim, a simulação de escoamentos turbulentos só é viabilizada através da resolução das equações de Reynolds (*RANS*) em conjunto com os modelos de turbulência. A escolha de qual modelo de turbulência a se utilizar depende em grande magnitude das características do problema e da experiência do modelador. Por essa razão é interessante que seja realizada uma análise de sensibilidade entre modelos de turbulência para que possa avaliar possíveis divergências entre resultados e, se possível, determinar qual o melhor modelo para cada problema.

No presente trabalho, para as simulações descritas no item 6, foi utilizado o modelo RNG. Dessa maneira, foi escolhido o modelo k- ϵ padrão para realização da análise de sensibilidade. Cabe salientar que em termos de tempo computacional os

dois modelos foram semelhantes, porém esse fato pode não ser verdade para outros tipos de escoamento.

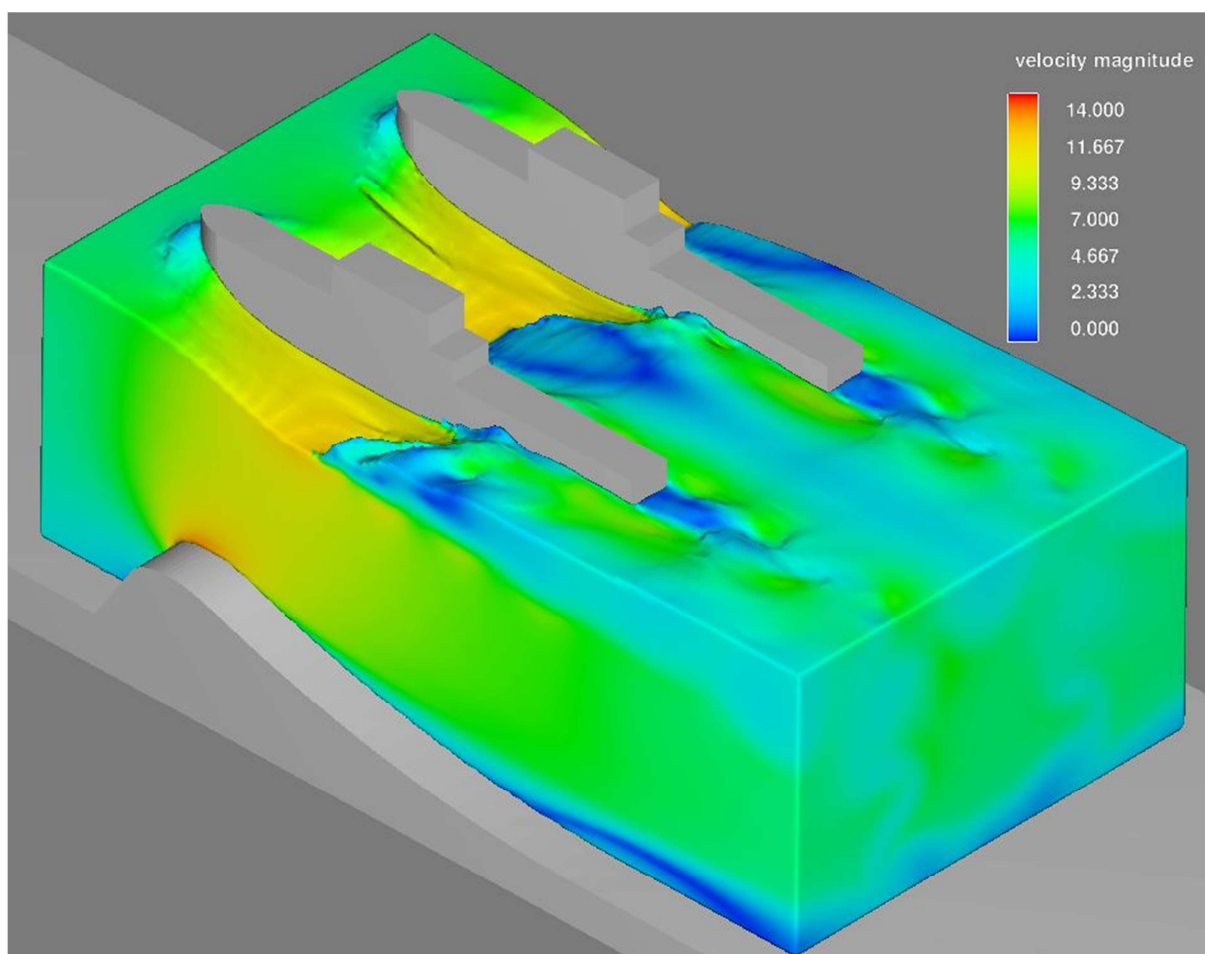


Figura 9.6 - Escoamento ao longo do vertedouro para o modelo de turbulência RNG

A primeira comparação realizada foi qualitativa e buscou avaliar o comportamento global do escoamento, principalmente em regiões mais turbulentas, para que se pudesse indentificar quaisquer diferenças. Para tal, foram analisadas a Figura 9.6 e a Figura 9.7.

Em termos comparativos foram observadas as áreas mais turbulentas do escoamento, uma vez que são nelas que os modelos de turbulência tendem a ter uma atuação mais significativa. No caso da simulação analisada, as áreas de maior interesse são: região na ponta de montante dos pilares onde existe uma sobre-elevação do nível de água, região do ressalto hidráulico propriamente dito logo a jusante da região da crista e a zona de separação do escoamento a jusante dos pilares, caracterizada por uma vorticidade intensa.

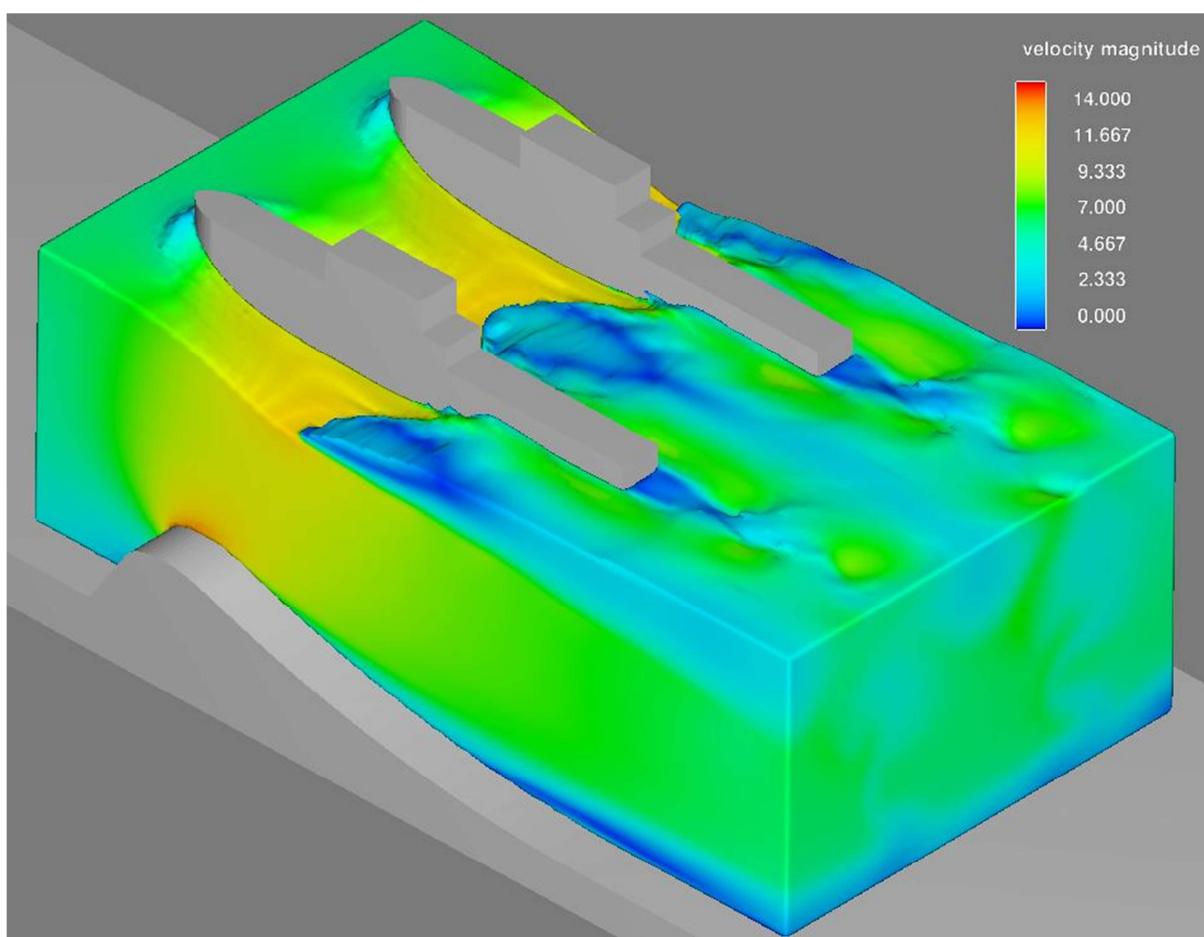


Figura 9.7 - Escoamento ao longo do vertedouro para o modelo de turbulência k- ϵ padrão

Ao se analisar esses três pontos nas duas figuras se observa a semelhança entre eles, nas quais não é possível observar discrepâncias marcantes. Dessa maneira pode-se concluir que os dois modelos de turbulência simularam adequadamente o escoamento proposto.

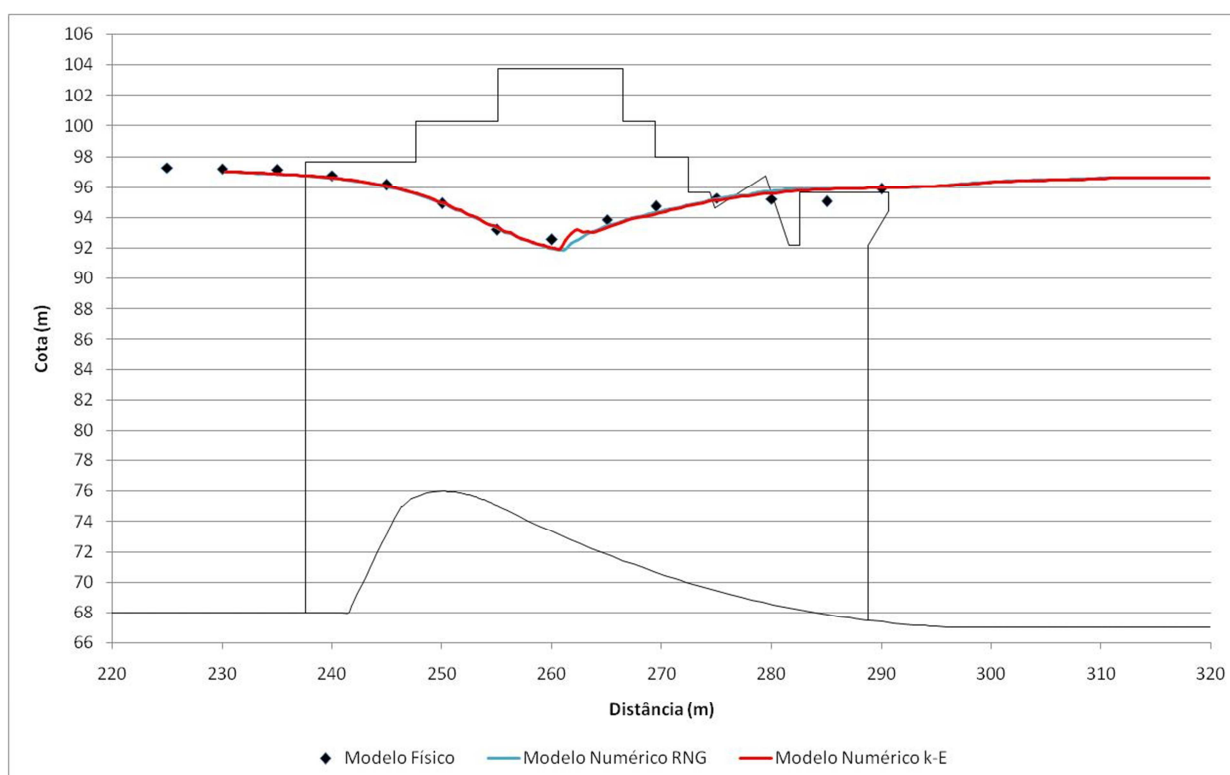
O segundo ponto de análise entre os modelos foi em relação às respectivas capacidades de descarga. A Tabela 9.3 resume os resultados do modelo físico em comparação com os dois modelos numéricos, cada um com seu respectivo modelo de turbulência. Vale ressaltar que foram utilizadas condições de contorno idênticas para ambos os modelos numéricos.

Para a vazão simulada, definida como a VMP, houve uma diferença de apenas 0,02 m entre os nível de energia a montante do vertedouro encontrado em ambos os modelos numéricos. Essa diferença em nível de energia corresponde a uma diferença relativa percentual, em termos de coeficiente de capacidade de descarga, de apenas 0,1%. Assim, para todos os efeitos práticos, a capacidade de descarga das duas simulações numéricas pode ser considerada idêntica.

Tabela 9.3 - Resultados de capacidade de descarga para diferentes modelos de turbulência

Dados	Modelo Físico	Modelo Numérico RNG	Modelo Numérico k-E
Vazão (m³/s)	72.278	72.277	72.274
NAj (m)	96,70	96,70	96,70
NE (m)	98,78	98,52	98,54
Δ NE (m)	-	-0,26	-0,24
Cd	1,660	1,691	1,689
Δ Cd (%)	-	1,86%	1,72%

Análise semelhante também foi feita em termos de perfil de linha de água na parte central do vertedouro. A Figura 9.8 apresenta a comparação entre os perfis do modelo físico e os dois perfis do modelo numérico. Pela figura observa-se que existe uma sobreposição quase perfeita entre os modelos numéricos. Essa sobreposição era esperada uma vez que as análises qualitativas do escoamento já mostravam sua similaridade e os valores de capacidade de descarga são praticamente idênticos.

**Figura 9.8 - Análise comparativa de perfis de linha de água para dois modelos de turbulência**

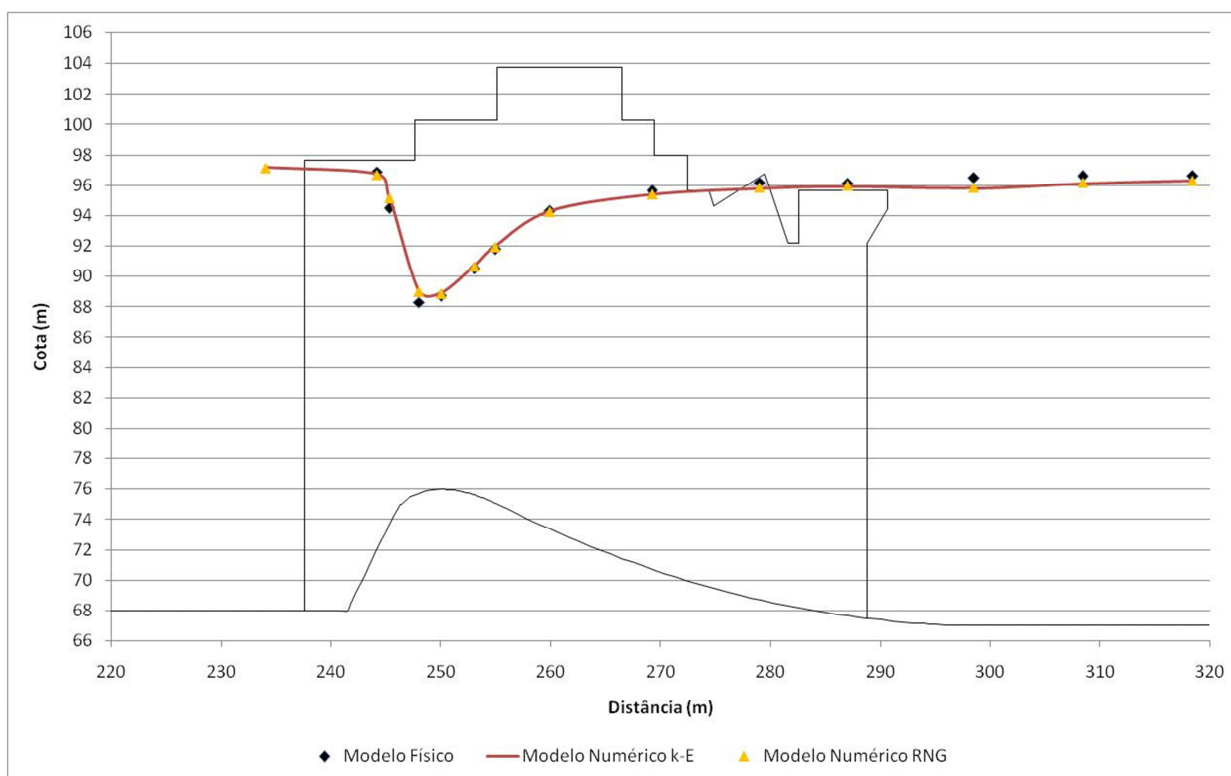


Figura 9.9- Comparação da linha piezométrica no centro do vão para diferentes modelos de turbulência

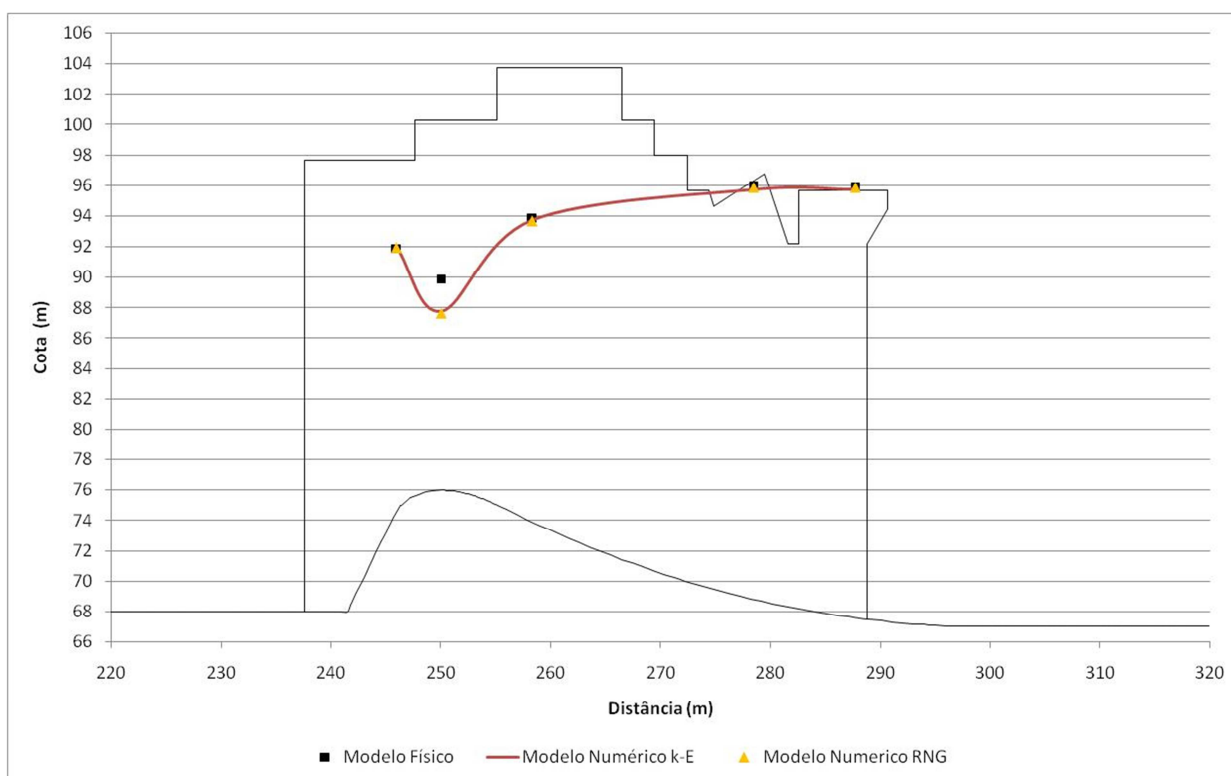


Figura 9.10 - Comparação da linha piezométrica ao pé do pilar para diferentes modelos de turbulência

A última análise realizada buscou comparar as distribuições de pressões encontradas na crista do vertedouro, região central e junto ao pé do pilar, e na face do pilar. A Figura 9.9 e a Figura 9.10 mostram as linhas piezométricas do modelo físico e dos modelos numéricos. Através delas percebe-se que existe uma diferença praticamente nula entre as linhas piezométricas dos modelos numéricos. Já a Tabela 9.4 faz o mesmo para os valores de pressão no pilar para doze piezômetros em três elevações distintas. Ao se analisar a última coluna da tabela, a qual mostra as diferenças absolutas de pressão entre os modelos numéricos, se observa uma diferença máxima de pressões de 0,07 m e uma diferença mínima de 0,04 m. A magnitude desses valores corrobora para a conclusão até agora concebida de que não há diferença prática entre os modelos de turbulência RNG e modelo k- ϵ padrão para o escoamento analisado (escoamento de vertedouros de baixa queda).

Tabela 9.4 - Comparativo de pressões nos pilares para os diferentes modelos

Piezômetro	Modelo Físico	Modelo Numérico RNG	Modelo Numérico k-E	Diferença Modelos Numéricos (m)
PP-01	15,30	15,85	15,91	0,06
PP-02	13,30	13,65	13,72	0,07
PP-03	14,65	14,10	14,16	0,07
PP-04	16,70	16,60	16,64	0,04
PP-05	13,50	13,42	13,46	0,04
PP-06	12,25	12,61	12,65	0,04
PP-07	12,35	12,29	12,34	0,05
PP-08	13,50	13,08	13,12	0,04
PP-09	10,00	10,39	10,42	0,03
PP-10	9,80	9,91	9,94	0,04
PP-11	9,50	9,51	9,55	0,04
PP-12	9,60	9,60	9,63	0,03

9.3 Análise da influência da escala nos resultados de modelos numéricos

Na engenharia os modelos físicos têm sido utilizados há muito tempo como base para a análise do comportamento de estruturas hidráulicas e é conceito fundamental dessas análises que os resultados obtidos em tais modelos são diretamente proporcionais aos esperados em protótipos.

Com o advento dos modelos numéricos criou-se a possibilidade de simular as estruturas tanto em escala de modelo quanto em dimensões de protótipo. Dessa maneira o presente trabalho se propôs a fazer uma comparação entre um modelo

numérico escalado e um modelo numérico em dimensões de protótipo para que se pudesse avaliar as possíveis divergências encontradas.

Para tal, todas as dimensões e condições de contorno foram escaladas tomando-se como base a escala em que foi realizado o modelo físico, 1:70. Foi respeitada a semelhança de Froude para assim garantir a representatividade dos efeitos gravitacionais sobre o fluido.

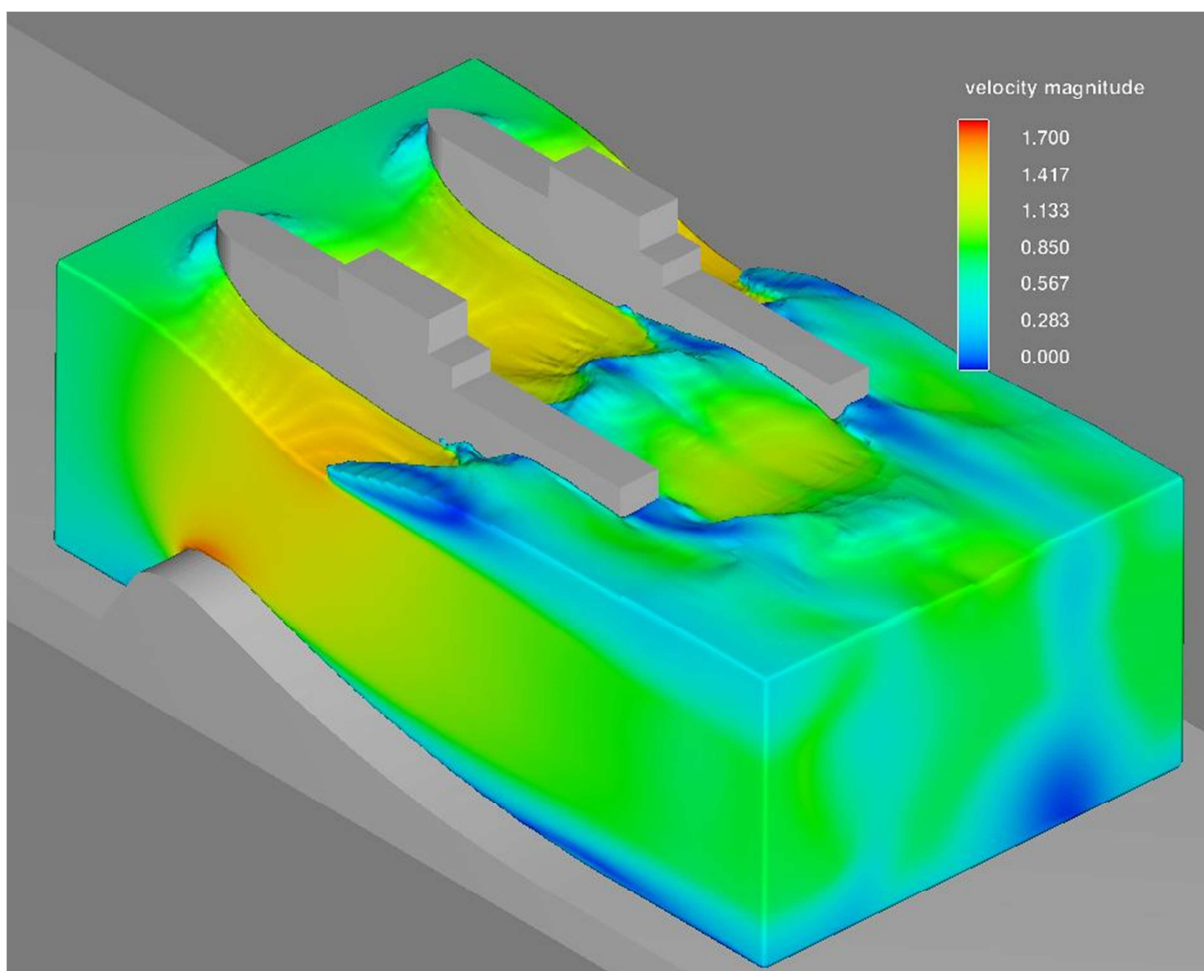


Figura 9.11 - Escoamento ao longo do vertedouro para o modelo escalado (1:70)

Para as análises comparativas foram avaliadas as características gerais do escoamento, os perfis de linha de água, capacidade de descarga e distribuição de pressões dos dois modelos numéricos.

A primeira análise passa por uma comparação visual do aspecto geral do escoamento dos modelos. Essa comparação é feita através da Figura 9.6, representando o escoamento do modelo numérico do protótipo, e a Figura 9.11 a qual representa o modelo numérico escalado. Os dois escoamentos são consideravelmente parecidos, apresentando uma aproximação bem semelhante e

um ressalto hidráulico que ocorre praticamente na mesma posição. Porém, o ressalto hidráulico em si, e o escoamento logo a jusante, possui um comportamento distinto, conforme pode ser observado no confronto feito na Figura 9.12. O ressalto é mais instável e ocorre ligeiramente mais para jusante na figura da esquerda (modelo numérico escalado). Além disso as velocidades logo a jusante do ressalto também são ligeiramente maiores. Contudo, em linhas gerais, pode-se dizer que o escoamento é muito semelhante.

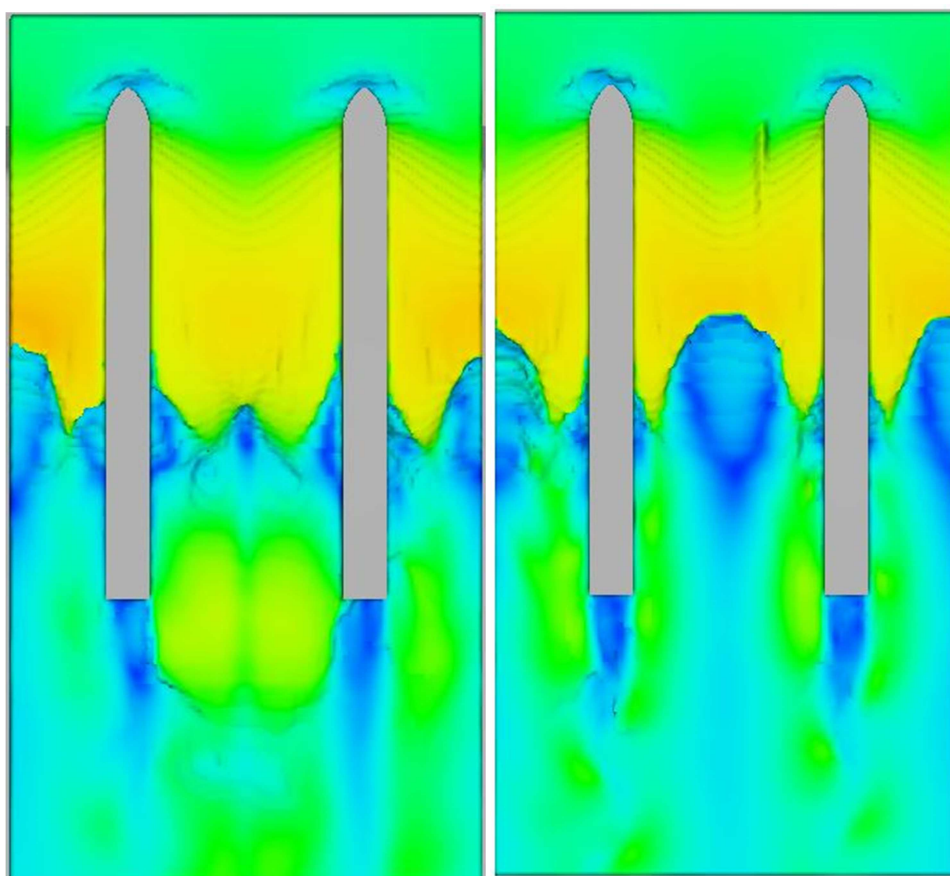


Figura 9.12 - Comparativo do escoamento do ressalto hidráulico. À esquerda o modelo numérico escalado e à direita em dimensões de protótipo

Essa diferença no escoamento pode ser observada também na comparação de perfil de linha de água no centro do vão do vertedouro feita na Figura 9.13. A curva em vermelho representa o perfil do modelo numérico com escala de protótipo enquanto a curva em azul representa o modelo numérico escalado. Analisando essa figura é possível tirar conclusões muito similares às já apresentadas. Na região a montante da crista as duas curvas são praticamente coincidentes enquanto que na região do ressalto existe uma tendência ondulatória no modelo escalado distinta do modelo com dimensões de protótipo.

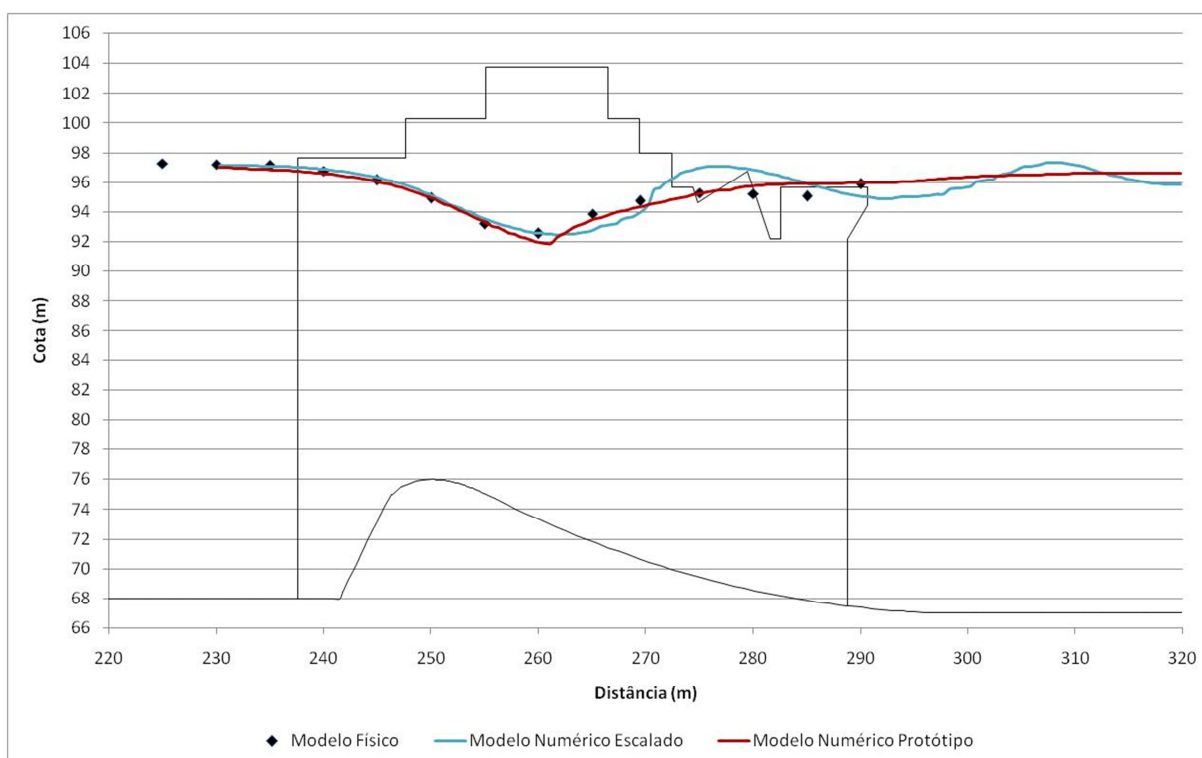


Figura 9.13 - Análise comparativa de perfis de linha de água para modelos escalado e em dimensão de protótipo

Na sequência das análises compararam-se os resultados em termos de capacidade de descarga dos modelos. Os resultados são apresentados na Tabela 9.5. O modelo numérico com escala reduzida apresentou um nível de energia a montante do vertedouro 0,14 m acima do modelo em escala de protótipo, mas ainda 0,12 m abaixo do obtido no modelo físico. Em termos de coeficiente de descarga a diferença entre os modelos numéricos ficou em 0,9%. Tais magnitudes de diferenças indicam que o efeito da escala entre os modelos numéricos pode ser desprezado.

Tabela 9.5 - Comparação de capacidade de descarga entre modelo físico e modelos numéricos

Dados	Modelo Físico	Modelo Numérico Escala Protótipo	Modelo Numérico Escala Reduzida
Vazão (m ³ /s)	72.278	72.277	72.268
NAj (m)	96,70	96,70	96,70
NE (m)	98,78	98,52	98,66
ΔNE (m)	-	-0,26	-0,12
Cd	1,660	1,691	1,675
ΔCd (%)	-	1,86%	0,90%

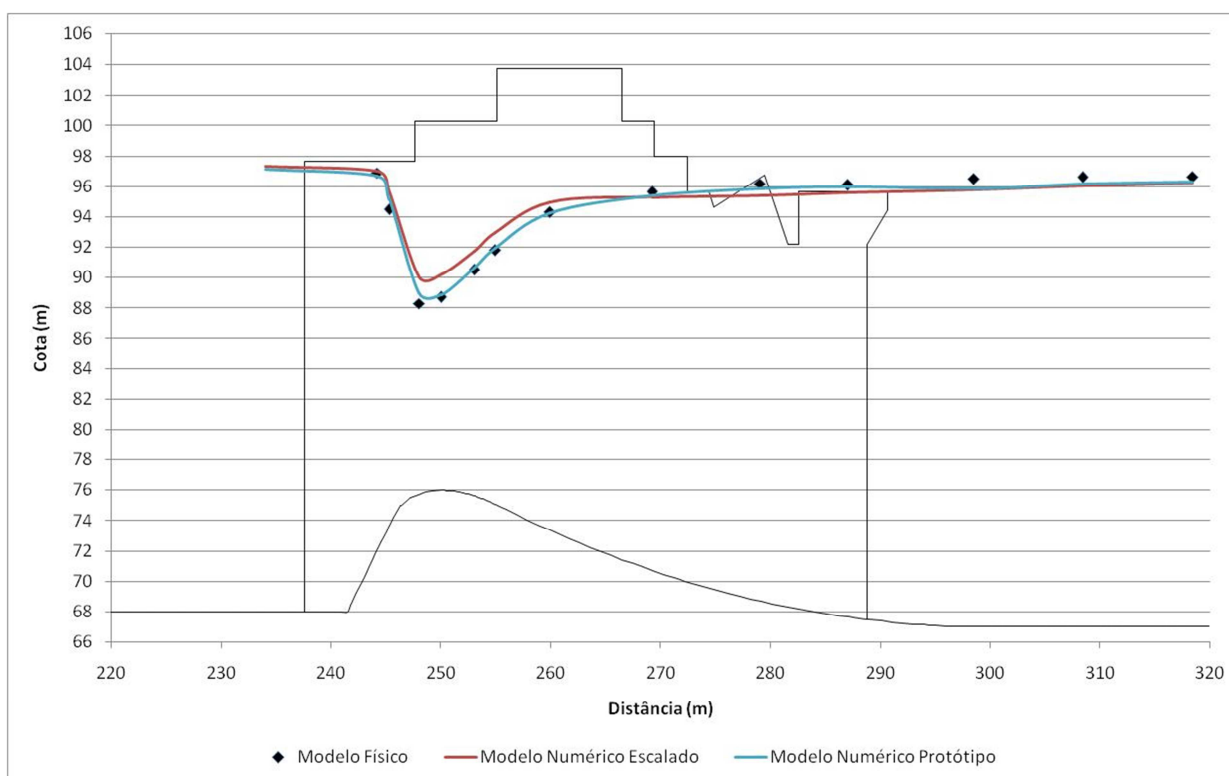


Figura 9.14 - Comparação da linha piezométrica no centro do vão para modelos escalado e em dimensão de protótipo

Adicionalmente, foram comparadas também as distribuições de pressões na crista e no pilar para os dois modelos numéricos. A Figura 9.14 compara a linha piezométrica do modelo físico e dos modelos numéricos no centro do vão do vertedouro. A partir desse gráfico percebe-se que o modelo numérico escalado apresentou resultados que se assemelharam mais ao modelo físico do que o modelo numérico do protótipo, principalmente na região da crista. Esse fato indica que existe de fato uma diferença de resultados, em termos de pressões, entre os diferentes modelos numéricos.

O gráfico da Figura 9.15 compara os valores de pressão também na crista do vertedouro, porém na região do pé dos pilares. Nessa figura é claro também a diferença entre os modelos numéricos, porém, não é possível, como na avaliação no centro do vão, dizer qual dos dois é mais representativo uma vez que a variação dos erros ao redor dos resultados de modelo físico é semelhante.

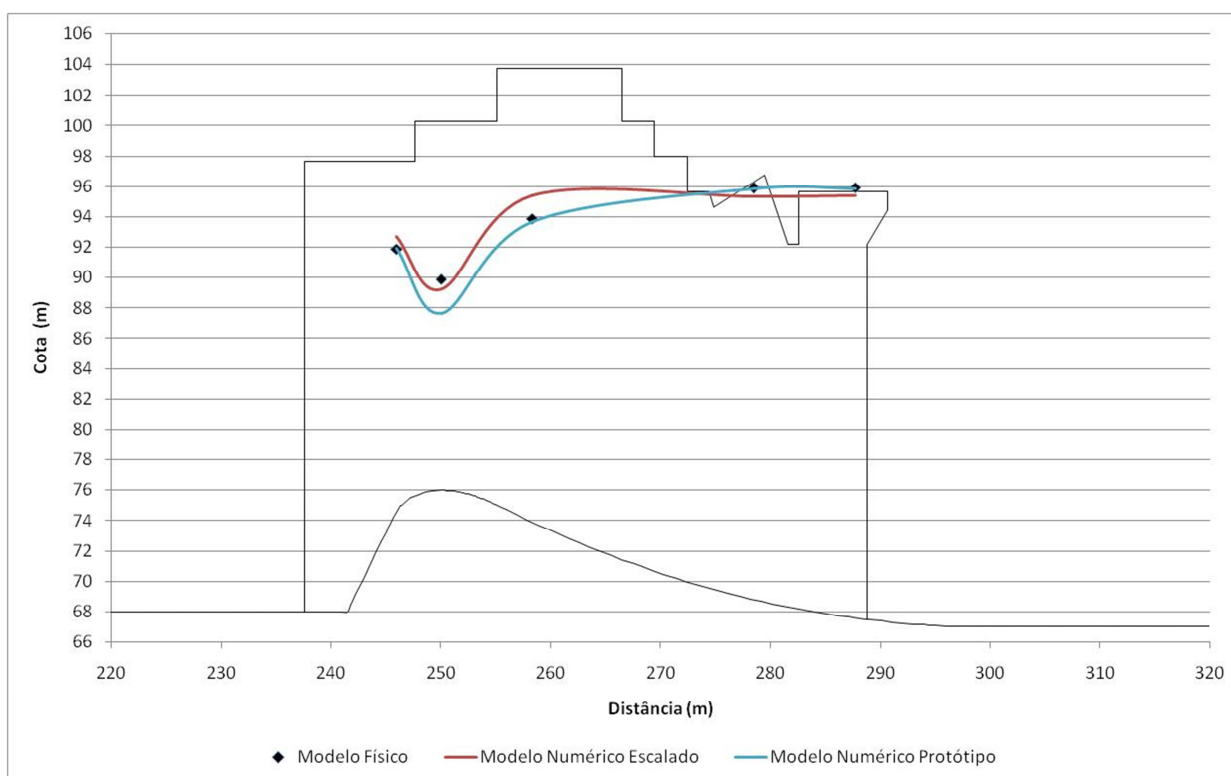


Figura 9.15 - Comparação da linha piezométrica ao pé do pilar para modelos escalado e em dimensão de protótipo

A última comparação levou em conta os resultados das pressões na face dos pilares. Pela Tabela 9.6 se observa diferenças da ordem de metro, chegando a um máximo de 1,23 m. Tal diferença já era esperada pelas conclusões anteriores sobre as distribuições de pressões.

Tabela 9.6 - Comparação de pressões no pilar entre modelo físico e modelos numéricos

Piezômetro	Modelo Físico	Modelo Numérico Escala Protótipo	Modelo Numérico Escala Reduzida	Diferença Modelos Numéricos (m)
PP-01	15,30	15,85	16,53	0,68
PP-02	13,30	13,65	14,67	1,02
PP-03	14,65	14,10	15,33	1,23
PP-04	16,70	16,60	17,77	1,17
PP-05	13,50	13,42	13,97	0,55
PP-06	12,25	12,61	13,29	0,68
PP-07	12,35	12,29	13,11	0,82
PP-08	13,50	13,08	13,90	0,82
PP-09	10,00	10,39	10,85	0,47
PP-10	9,80	9,91	10,45	0,54

Piezômetro	Modelo Físico	Modelo Numérico Escala Protótipo	Modelo Numérico Escala Reduzida	Diferença Modelos Numéricos (m)
PP-11	9,50	9,51	10,14	0,63
PP-12	9,60	9,60	10,25	0,66

A partir desses resultados é possível observar que existe uma diferença, mesmo que pequena, nos resultados entre modelos numéricos em escalar reduzida e em escala de protótipo. Foi observado também que os resultados do modelo numérico escalado se aproximaram mais do modelo físico do que os resultados do modelo do protótipo. Isso é esperado e tem sentido uma vez que ambos os modelos físico e numérico escalado apresentam um pequeno efeito de escala.

A razão mais provável para as diferenças encontradas é o efeito de escala proporcionado pela não representação dos efeitos viscosos, uma vez que o número de Reynolds dos dois modelos não é igual. Enquanto o modelo numérico do protótipo apresenta valores de número de Reynolds da ordem de 10^8 , o modelo escalado apresenta valores da ordem de 10^5 . Valores da ordem de 10^5 estão na faixa de transição entre o escoamento totalmente rugoso e o liso enquanto que valores da ordem de 10^8 constituem um escoamento totalmente rugoso.

Abstraindo-se desses efeitos, o autor deste trabalho acredita que para efeitos de pré-dimensionamento de estruturas hidráulicas é mais aconselhável que se use modelos numéricos em escala de protótipo, uma vez que devem se assemelhar mais às condições a serem encontradas em campo.

10 ANÁLISE DE RESULTADOS

O presente capítulo tem por objetivo sumarizar e analisar os principais resultados obtidos neste trabalho.

No que diz respeito às simulações de escoamento livre foram avaliadas, para um total de nove simulações, a capacidade de descarga, a distribuição de pressões na ogiva e pilares e perfis de linha de água do escoamento livre. As vazões simuladas variaram desde 5.000 m³/s a 72.278 m³/s, sendo essa última correspondente à vazão máxima provável, dando uma boa noção de toda a faixa de operação esperada para o vertedouro em questão.

A primeira variável analisada foi a capacidade de descarga do vertedouro, para a qual foram comparados os níveis de energia correspondentes para cada simulação com os resultados obtidos pelo modelo físico. Foi encontrada uma diferença muito pequena, não ultrapassando 2 cm, para vazões até uma ordem de 40.000 m³/s, ou seja, para até uma vazão com período de retorno de 100 anos praticamente não houve diferenças de níveis a montante do vertedouro. Para o restante das simulações essa diferença cresceu e chegou a um máximo de cerca de 0,30 m. Considerando-se que para as magnitudes de vazões simuladas a carga hidráulica em cima da ogiva chega a ter 21,5 m essa diferença pode ser considerada um ótimo resultado. Conclusões semelhantes podem ser obtidas ao se comparar o coeficiente de descarga, para o qual a maior diferença entre o modelo físico e o modelo numérico é de 1,7%. Em termos gerais, o modelo numérico mostrou uma capacidade de descarga superior ao modelo físico e foi possível observar uma tendência crescente nesse sentido, demonstrada pela Figura 7.1.

A avaliação das pressões se deu pela comparação dos resultados de piezômetros instalados na crista do vertedouro, localizados no centro do vão e junto aos pilares, e também na face do pilar. As comparações dos resultados do modelo numérico com as pressões dos piezômetros mostraram que a maior diferença nos valores ocorre na área da ogiva, na qual existe uma aceleração do escoamento e consequente diminuição nas pressões. A montante e a jusante da crista os valores foram muito mais semelhantes. Em linhas gerais, o modelo numérico gerou uma linha piezométrica levemente mais alta do que o modelo físico tanto para os piezômetros do centro do vão quanto junto aos pilares, além de que essa tendência se tornou mais pronunciada na medida em que se aumenta a vazão do teste. A exceção se deu para a região da crista do vertedouro junto ao pilar, onde o modelo

numérico chegou a apresentar valores inferiores aos do modelo físico. As máximas diferenças de pressão foram de cerca de 1,0 m para o centro do vão e de 2,25 m junto ao pilar, ambas na região da crista.

O comportamento encontrado nos valores de pressão medidos pelos piezômetros dos pilares foi similar no sentido que o modelo numérico apresentou valores mais altos que o modelo físico, porém, as diferenças mantiveram a mesma ordem de grandeza para toda a gama de vazões chegando a valores máximos de cerca de ordem de 0,60 m de coluna de água.

Adicionalmente também foram comparados os perfis de linha de água ao longo do vertedouro para as nove simulações. Para as vazões menores, o escoamento é caracterizado pela presença de ondas intermitentes a jusante da crista, as quais foram reproduzidas adequadamente pelo modelo numérico. Para a vazão máxima de 72.278 m³/s existe a presença de um ressalto hidráulico melhor definido, o qual também é bem representado pelo modelo numérico mesmo considerando o caráter extremamente turbulento dessa região.

Com a análise das três características apresentadas fica claro que o modelo numérico é capaz de simular satisfatoriamente as principais características do escoamento livre de um vertedouro de baixa queda.

Para as avaliações de escoamento controlado foram simuladas sete diferentes aberturas de comportas sendo que também foram testados mais de um nível de jusante para cada abertura, totalizando assim quinze simulações. As aberturas simuladas variaram desde 0,5 m até 15,0 m. Diferentemente dos testes de escoamento livre, foram avaliadas apenas duas variáveis, a capacidade de descarga e a distribuição de pressões. O perfil de linha de água não pôde ser comparado uma vez que não foram feitos tais levantamentos no modelo físico.

Para a avaliação da capacidade de descarga foram utilizadas duas malhas distintas, cada uma com uma discretização diferente na região da crista do vertedouro. A Simulação 1 utilizou uma discretização de elementos cúbicos com 1,0 m de aresta na região da crista enquanto na Simulação 2 os respectivos elementos tinham 0,5 m. Para Simulação 1 as diferenças em termos de capacidade de descarga entre o modelo numérico e físico variaram de 2,5%, para aberturas maiores, até 153,5%, para as aberturas menores. Já os erros da Simulação 2 variaram entre 0,7% até 85%. Os erros encontrados sempre foram positivos, ou seja,

a vazão encontrada pelo modelo numérico sempre foi superior a simulada no modelo físico.

Pelos resultados obtidos observou-se que o erro da representação da vazão aumenta inversamente com a abertura da comporta, ou seja, uma abertura menor possui um erro maior na vazão efluente do que uma abertura maior (vide Tabela 7.5). Esse fato é justificado ao se analisar que, para um determinado tamanho de malha, quanto menor for a abertura, menor a quantidade de elementos discretizando a mesma e maior o erro relativo referente ao tamanho da abertura. O segundo ponto que fica claro é que quanto melhor for a discretização da malha, melhor os resultados de vazão, pois melhor será a representação da abertura. Esse efeito pode ser observado na Figura 7.22 ao se comparar as duas séries de dados.

Depois da análise dos resultados de quinze testes nos quais foram utilizadas duas malhas distintas, uma das principais conclusões é a importância que a correta discretização da abertura da comporta tem na qualidade dos resultados das simulações. Em função dos resultados apresentados é possível criar algumas recomendações para que seja possível em trabalhos futuros chegar-se a resultados com boa qualidade. Assim, como recomendação, é aconselhável que se busque ter, no mínimo, cerca de seis a dez elementos na região da abertura da comporta. Essa recomendação não deve ser vista com uma verdade absoluta, uma vez que cada modelagem numérica e problema de engenharia são únicos, porém pode servir como guia para facilitar o processo de confecção das simulações numéricas.

Para a avaliação das pressões foram utilizados os piezômetros instalados no modelo físico, seu arranjo pode ser visto na Figura 6.1 e na Figura 6.2. Foram eleitos os resultados de pressão da Simulação 2 para comparação com o modelo físico, uma vez que foi ela a qual apresentou os menores erros de vazão simulada.

Para as aberturas de 0,5 m, 1,0 m e 3,0 m o erro na vazão resultante do modelo numérico inviabiliza uma comparação direta dos valores de vazão, entretanto foi possível perceber que a tendência geral da linha piezométrica é reproduzida. Adicionalmente, foi encontrada uma tendência das linhas piezométricas do modelo numérico estarem abaixo das linhas do modelo físico, principalmente para os piezômetros localizados no pé do pilar. Esse efeito é decorrente da superestimava das vazões, o que acarreta velocidades maiores do escoamento e, conseqüentemente, pressões menores no vertedouro.

Também foram comparados os resultados de distribuição de pressões nos pilares. Ao se analisar a Figura 7.37, na qual é mostrada a distribuição dos erros para os quinze testes, observa-se uma tendência dos erros relativos encontrados no modelo numérico de ficarem em uma faixa de um metro para mais e um metro para menos. A exceção são alguns pontos no piezômetro PP-03, os quais devem ser descartados uma vez que os respectivos testes tiveram erros na vazão da ordem de 40% e o piezômetro em questão se encontra bem na parte inferior da abertura, ou seja, é o mais afetado por esses erros.

Vertedouros com alto grau de submergência estão sujeitos a uma grande incerteza no pré-dimensionamento, principalmente para graus de submergência muito elevados como é o caso da UHE Belo Monte, uma vez que o efeito de redução de capacidade de descarga é de natureza complexa. Os resultados encontrados não são idênticos, uma vez que ambos os modelos carregam simplificações. Mesmo que seja clara a recomendação de análises adicionais buscando um refinamento, principalmente no que diz respeito a escoamentos controlados, os resultados obtidos no presente trabalho mostram que o modelo numérico pode servir como uma ferramenta muito importante para os projetistas, sendo na avaliação de escoamento livre ou controlado por comportas.

Uma vez finalizadas as principais simulações principais propostas no trabalho foram então desenvolvidas simulações adicionais em busca da compreensão de algumas outras variáveis na modelagem numérica. A primeira análise consistiu na tentativa de reprodução do estudo de crista realizado, pelo CEHPAR, no modelo físico no qual foram testadas duas geometrias de crista, perfil Creager convencional e perfil não-convencional com contracurva de raio 130,0 m. O estudo em modelo físico constatou a presença de uma separação do escoamento a jusante da crista com perfil Creager, o que acarretava em uma perda de carga adicional. Foi então proposta a adoção do perfil não-convencional o qual eliminou a separação e melhorou a eficiência do vertedouro.

Foram feitas quatro simulações, duas para cada perfil, nas quais foram testadas as vazões de 62.000 m³/s e 72.300 m³/s. Em termos de capacidade de descarga foram feitas comparações em duas abordagens, a primeira comparando cada simulação do modelo numérico com sua respectiva no modelo físico e a segunda comparando o ganho em eficiência resultante da mudança da geometria da crista do vertedouro no modelo físico e no modelo numérico.

As simulações com perfil Creager mostraram um erro em termos de capacidade de descarga da ordem de 3%, enquanto que nos simulações com perfil não-convencional esse erro foi da ordem de 1,5%. Ao se comparar o ganho de capacidade de descarga decorrente da mudança de perfil, o modelo físico resultou em uma diferença de nível do reservatório de 0,30 m, para menos. Enquanto isso, a diferença no modelo numérico foi de apenas 0,05 m.

A segunda parte da análise se deu por uma comparação visual do escoamento resultante do modelo numérico e pelo modelo físico. Para isso foram geradas figuras (vide Figura 8.1 à Figura 8.6) contemplando as linhas de tendência do escoamento no modelo numérico. A análise das figuras mostrou que o modelo numérico conseguiu reproduzir, qualitativamente, o escoamento encontrado no modelo físico. Tal conclusão é gerada a partir da observação da reprodução do descolamento do escoamento a jusante da crista e em seguida, com a geometria alterada da crista, a ausência de tal descolamento.

A partir dessas duas análises, capacidade de descarga e comportamento do escoamento, conclui-se que o modelo numérico consegue caracterizar de forma satisfatória o comportamento do escoamento a jusante da crista, entretanto ainda restam dúvidas quanto à viabilidade em se avaliar o possível ganho em capacidade de descarga. Esse ganho devido à mudança de geometria é de magnitude muito pequena, fazendo com que seja difícil tirar conclusões sobre o assunto. Estudos adicionais em modelo numérico precisam ser realizados a partir de uma simulação mais detalhada, na qual uma malha mais densa deve ser utilizada, mesmo que isso leve a necessidade de se fazer uma análise puramente bidimensional (seção longitudinal).

Entretanto, mesmo com as limitações apontadas, o estudo realizado mostra que o modelo numérico serve como uma ferramenta de análise da eficiência da crista de um vertedouro com alto grau de submergência. Isso se torna ainda mais concreto ao se aliar ao modelo numérico os conhecimentos adquiridos em modelo físico como, por exemplo, no modelo da UHE Belo Monte.

Após as simulações para comparação de estudo de crista foram feitas três análises de sensibilidade nas quais se buscou avaliar: a influência das paredes laterais presente em modelos físicos parciais, a diferença entre dois modelos de turbulência e a influência do efeito de escala nos resultados de modelo numérico. Para tais análises se elegeu a simulação da VMP (72.278 m³/s) para comparação,

nas foram avaliados a capacidade de descarga, perfis de linha de água e distribuições de pressões.

A análise da influência das paredes laterais consistiu em alterar a geometria do modelo numérico a partir da inclusão de muros laterais de rugosidade muito pequena (0,0006 m). Esse muro tem por finalidade representar os muros laterais existentes nos modelos parciais. Tais muros são construídos de maneira com que sua superfície seja a mais lisa possível para que a influência dos mesmos nos resultados do modelo seja minimizada. Entretanto, por mais lisa que seja a superfície ela interfere nos resultados.

Em termos de capacidade de descarga, ao se comparar com o modelo físico, o modelo numérico liso teve um erro percentual de 1,86% no coeficiente de descarga (C_d) contra 1,26% do modelo com as paredes, ou seja, o modelo numérico com paredes apresentou um nível do reservatório mais elevado do que o modelo sem paredes, comprovando que existe uma influência, mesmo que pequena, das paredes. Ao se comparar os resultados entre modelos numéricos a diferença é de apenas 0,6%, ou 0,10 m de nível de energia a montante do vertedouro. Tal magnitude reduzida das diferenças também foi evidenciada na comparação de perfis de linha de água, uma vez que os perfis dos modelos numéricos resultaram praticamente idênticos.

Ao se comparar a distribuição de pressões os dois modelos numéricos apresentaram resultados muito semelhante, principalmente nos piezômetros localizados na crista. Os piezômetros na face dos pilares apresentaram uma diferença constante de 0,10 m de coluna de água, diferença idêntica à diferença de nível de água encontrada entre os dois modelos.

Com isso é possível concluir que os efeitos de parede nos resultados do modelo físico e numérico são pequenos, ou seja, os mesmos não devem afetar as conclusões extraídas do modelo numérico. Vale ressaltar que, para as análises realizadas neste trabalho, se partiu do princípio que a parede foi executada de maneira adequada e possui uma rugosidade muito pequena. Entretanto, caso não sejam tomados os cuidados necessários de construção e a parede apresente uma rugosidade superior, as conclusões podem ser outras e o efeito da parede pode se tornar significativo.

A segunda análise de sensibilidade buscou avaliar as diferenças encontradas nos modelos numéricos quando se utilizam dois modelos de turbulência distintos. As

análises deste trabalho foram feitas com o modelo RNG, assim foi escolhido o modelo k- ϵ padrão para a análise de sensibilidade. A primeira comparação feita foi qualitativa e buscou avaliar o comportamento do escoamento em termos gerais. As áreas de maior interesse foram: região na ponta de montante dos pilares, região do ressalto hidráulico propriamente dito logo a jusante da região da crista e a zona de separação do escoamento a jusante dos pilares. Ao se comparar a Figura 9.6 e a Figura 9.7 chega-se a conclusão que, em termos globais, não há diferença no escoamento.

Em termos de capacidade de descarga a diferença entre os dois modelos numéricos foi de 0,1%, ou seja, uma diferença praticamente nula. A mesma conclusão é tirada ao se comparar os perfis de linha de água e a distribuição de pressões na crista do vertedouro, uma vez que as diferenças são mínimas. As medições de pressão na face do pilar mostraram diferenças entre 0,07 m e 0,04 m de coluna de água, diferenças essas também muito pequenas.

A partir dessas comparações conclui-se que, para o caso em questão, não existem diferenças significativas entre os dois modelos de turbulência. Embora essa seja a conclusão da análise de sensibilidade, a mesma não pode ser extrapolada diretamente para outros tipos de escoamentos, como o de vertedouros mais altos em que há a formação de um ressalto hidráulico não afogado. Isso se deve ao fato de que as características turbulentas nesses escoamentos podem ser mais severas devido à maiores velocidades, sendo que então a diferença entre modelos de turbulência pode se tornar significativa. Dessa maneira é recomendável que uma análise de sensibilidade seja realizada caso a caso.

A última das análises de sensibilidade se preocupou em verificar as diferenças encontradas entre modelos numéricos em escala reduzida e em escala de protótipo. Para isso foi confeccionado um modelo numérico no qual todas as dimensões (geométricas e condições de contorno) foram escaladas segundo semelhança de Froude e respeitando a escala do modelo físico, 1:70.

A primeira análise foi qualitativa e buscou identificar diferenças no comportamento do escoamento. Ao se analisar a Figura 9.12 é possível observar uma ligeira diferença no comportamento dos ressaltos hidráulicos e das respectivas velocidades logo a jusante. No modelo escalado o ressalto ocorre ligeiramente mais a jusante e tem um padrão distinto e também apresenta uma magnitude velocidades a jusante um pouco maiores que o modelo numérico em escala de protótipo.

Entretanto o aspecto global do escoamento é bastante semelhante entre os dois modelos numéricos. Essas diferenças de escoamento também puderam ser observadas na comparação de perfis de linha de água (Figura 9.13) uma vez que o escoamento a montante de crista é muito semelhante enquanto que a jusante se observa uma diferença de comportamento dos ressaltos hidráulicos.

A próxima comparação feita foi em termos de capacidade de descarga. O erro relativo do coeficiente de descarga (C_d) do modelo numérico em escala de protótipo, quando comparado com o modelo físico, foi de 1,86% enquanto que o modelo em escala reduzida foi de 0,90%, ou seja, houve uma diferença de 0,90% entre os dois modelos numéricos. Tal magnitude de diferença indica que, em termos práticos, os resultados são praticamente idênticos.

A última variável para comparação foi a distribuição de pressões. Ao se avaliar a Figura 9.14, a qual apresenta a distribuição de pressão no centro do vão, observa-se que o modelo numérico do protótipo apresentou resultados que se assemelharam mais ao modelo físico do que o modelo numérico escalado. Entretanto, essa tendência não é clara ao se avaliar os valores de pressão na região perto do pilar. Nesse caso existem diferenças entre os modelos numéricos, porém não é possível afirmar qual se assemelha mais ao modelo físico. Ao se analisar a Tabela 9.6, na qual são apresentadas as pressões na face do pilar, essa tendência se confirma, sendo que a diferença máxima entre os modelos numéricos fica em 1,17 m de coluna de água.

A razão mais provável para essas diferenças é o efeito de escala proporcionado pela não representação dos efeitos viscosos, uma vez que o número de Reynolds dos dois modelos não é igual. Enquanto o modelo numérico do protótipo apresenta valores de número de Reynolds da ordem de 10^8 , o modelo escalado apresenta valores da ordem de 10^5 . Valores da ordem de 10^5 estão na faixa de transição entre o escoamento totalmente rugoso e o liso.

Assim, ao se analisar os dados obtidos se observa que existe uma diferença de resultados, porém ela ainda é baseada em apenas um teste, sendo que maiores pesquisas dentro do assunto devem ser feitas para que o fenômeno seja totalmente identificado e compreendido. Abstraindo-se desses efeitos, o autor deste trabalho acredita que para efeitos de pré-dimensionamento de estruturas hidráulicas é mais aconselhável que se use modelos numéricos em escala de protótipo, uma vez que devem se assemelhar mais às condições a serem encontradas em campo.

11 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O objetivo do presente trabalho foi avaliar se um modelo numérico é capaz de adequadamente simular o escoamento de um vertedouro com alto grau de submergência, tanto em condições de escoamento livre quanto controlado por comportas. Adicionalmente foram realizadas análises de sensibilidade em busca da tentativa de se melhor entender algumas outras variáveis na modelagem numérica.

A etapa de pré-processamento demanda uma atenção do usuário de modo a se garantir a qualidade das simulações. No presente trabalho optou-se pela simplificação de detalhes da geometria do vertedouro, da qual foram excluídos detalhes como a ranhura das comportas nos pilares e na ogiva. Tais nuances, devido à suas dimensões, podem trazer instabilidades numéricas à simulação e sua representação não traz ganho de qualidade às comparações realizadas. O autor acredita que tais critérios colaboraram para a qualidade das simulações.

Para solução do problema foram utilizadas malhas de elementos cúbicos, sendo que se optou por essa geometria para que não houvesse erros oriundos da deformação dos elementos da malha. Foram criadas três malhas distintas com uma progressiva discretização, sendo que a malha inicial possuía elementos de 2,0 m de aresta, a segunda com uma região adicional de elementos com 1,0 m de aresta e a terceira com mais uma região de elementos de 0,5 m de aresta. De maneira a otimizar o tempo computacional de cada simulação as malhas foram simuladas em série, sendo que a segunda e terceira malha utilizaram os resultados das simulações precursoras como condição inicial. Para as simulações de escoamento controlado optou-se por utilizar apenas as duas malhas mais densas. Essa progressiva discretização da malha garantiu um ganho em tempo de processamento computacional considerável, sendo que se recomenda tal metodologia de simulação para trabalhos similares.

Foram feitas 9 simulações de escoamento livre, das quais as principais conclusões e observações são apresentadas a seguir:

- Utilizou-se uma porção a montante do modelo numérico como região de estabilização do escoamento de maneira que quando o mesmo atingisse a região de interesse o perfil de velocidades já estivesse totalmente desenvolvido.

- A análise qualitativa dos perfis de linha de água mostrou uma semelhança muito boa entre o modelo numérico e o modelo físico, sendo que em termos práticos os escoamentos podem ser considerados idênticos.
- As comparações de distribuição de pressões na ogiva mostraram que as maiores diferenças de valores ocorrem na região da crista. Esse fenômeno indica que tal região necessita de maior atenção do modelador e é recomendável uma malha mais densa na região para que se tenham resultados melhores.
- Os resultados de capacidade de descarga se mostraram promissores, uma vez que o maior erro encontrado foi de menos de 2%. Isso demonstra que o FLOW 3D® consegue reproduzir bem o fenômeno de redução da capacidade de descarga pelos altos níveis de jusante.

As simulações de escoamento controlado foram feitas se comparando o resultado de duas malhas distintas, totalizando 15 simulações. A seguir são elencadas as principais observações e conclusões:

- A determinação da vazão escoada pela abertura da comporta está diretamente ligada à qualidade da malha na região. Quanto pior for a discretização da abertura da comporta maiores serão os erros na determinação da vazão.
- Dada uma determinada malha, o erro na simulação da vazão cresce quanto menor for a abertura. Dessa maneira recomenda-se a utilização de malhas diferentes para diferentes aberturas, buscando a minimização dos erros.
- Os erros de vazão escoada tendem a ser positivos, uma vez que o erro de discretização cria uma abertura maior que a real para a passagem do fluido.
- O modelo numérico conseguiu prever adequadamente a distribuição de pressões para as diversas aberturas, mesmo com a presença de um erro na vazão escoada. Essa afirmação é válida tanto para níveis de água a jusante altos, os quais acabam por criar um ressalto hidráulico, quanto para níveis de jusante baixo, os quais implicam num escoamento supercrítico a jusante da comporta.

A segunda parte das análises foi a tentativa de reprodução do estudo, realizado em modelo físico pelo CEHPAR, do estudo da forma da crista do vertedouro. A seguir são apresentados os principais comentários e observações:

- Os erros em termos de capacidade de descarga do perfil Creager foram superiores aos encontrados nas simulações do perfil não-convencional.
- O ganho em capacidade de descarga decorrente da mudança de geometria do perfil não foi adequadamente reproduzido pelo modelo numérico. Essa discrepância levanta a questão de que se o modelo numérico consegue modelar tal fenômeno. Dessa maneira se recomenda a realização de estudos adicionais para se caracterizar melhor o fenômeno.
- Ao se analisar o escoamento através de linhas de tendências se concluiu que o modelo numérico conseguiu reproduzir qualitativamente o escoamento. Isso aconteceu tanto para o perfil Creager, no qual o modelo numérico mostrou a separação do escoamento a jusante da crista, quanto para o perfil não-convencional, o qual não apresenta tal descolamento.
- O modelo numérico pode ser usado como ferramenta auxiliar de análise desse fenômeno, juntamente com a experiência advinda de ensaios em modelo físico.

A última parte do trabalho foi constituída de três análises de sensibilidade, sendo elas: determinação da influência das paredes laterais existentes em modelos físicos parciais nos resultados, comparação entre simulações com diferentes modelos de turbulência (modelo k- ϵ padrão e modelo RNG) e comparação entre os resultados de modelos numéricos desenvolvidos em escala de protótipo e em escala reduzida. As principais conclusões são apresentadas a seguir:

- A influência das paredes laterais existe e seu efeito advém da perda de carga contínua decorrente do atrito do escoamento com as paredes. Entretanto, esse efeito é pequeno (0,10 m) e pode ser desconsiderado.
- Para o escoamento de vertedouros com grande grau de afogamentos não existiu diferença prática entre os resultados das simulações com os dois modelos de turbulência propostos.
- Os modelos numéricos em diferentes escalas apresentaram diferenças significativas em termos do comportamento do escoamento, principalmente na região do ressalto hidráulico.

- Em termos quantitativos, não foi possível afirmar qual dos modelos em diferentes escalas é mais representativo da realidade. Entretanto, o presente autor recomenda que as simulações em modelo numérico sejam feitas em escala de protótipo, uma vez que tendem a ser mais próximos da realidade.

Em todos os testes realizados foram observadas diferenças entre o modelo numérico e o modelo físico, entretanto era esperado que os resultados não fossem idênticos, uma vez que os modelos carregam simplificações, tais como aproximações das equações do movimento de fluidos e dos modelos de turbulência no modelo numérico e efeitos de escala no modelo físico. Mesmo que seja clara a recomendação de análises adicionais buscando um refinamento, principalmente para escoamentos controlados, os resultados obtidos no presente trabalho atestam a utilização do modelo numérico como uma ferramenta muito importante para os projetistas, tanto na avaliação de escoamento livre quanto controlado por comportas. A modelagem numérica vem ajudar a diminuir as incertezas devido à complexidade do fenômeno de redução da capacidade de descarga no dimensionamento de vertedouros com alto grau de submergência.

12 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARVALHO, R.F.; LEMOS, C.M.; RAMOS, C.M. Numerical Computation of the Flow in Hydraulic Jump Stilling Basins. **Journal of Hydraulic Research**, Taylor & Francis, v. 46, n. 6, p. 739-752, 2008.

CARVALHO, R.F.; MARTINS, R. Stepped Spillway with Hydraulic Jumps: Application of a Numerical Model to a Scale Model of a Conceptual Prototype. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 135, n. 7, p. 615-619, 2009.

CEHPAR. **Relatório Técnico: Modelo Seccional do Sítio Pimental**. Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza – LACTEC, 2011.

CHANEL, P. **An Evaluation of Computational Fluid Dynamics for Spillway Modeling**. 84 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Manitoba, Winnipeg, Canadá, 2008.

CHOW, V.T. **Open-Channel Hydraulics**. Tokyo: Tokyo Printing CO, 1959.

DARGAHI, B. Experimental Study and 3D Numerical Simulations for a Free-Overflow Spillway. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 132, n. 9, p. 899-907, 2006.

ELETROBRÁS. **Sistema de Informações do Potencial Hidrelétrico Brasileiro - SIPOT 2012**. Brasília, 2012.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA - EPE. **Anuário Estatístico de Energia Elétrica 2012**. Rio de Janeiro, 2012

FERZIGER, J.H. Peric, M. **Computational Methods for Fluid Mechanics Dynamics**. 2.ed. Berlin: Springer-Verlag GmbH, 1999

FILL, G. **Modelagem Hidrodinâmica 3D de Escoamentos em Vertedouros**. 130 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) –

Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2011.

FLOW 3D. **Flow 3D – 10.1 User Manual**. Estados Unidos: Flow Science Inc., 2012.

GESSLER, D. CFD Modeling of Spillway Performance. In: World Water and Environmental Resources Congress, 2005, Anchorage, Estados Unidos da América.

GRUBE, R.; FILL, G. Modelação Matemática Aplicada a Análises de Obras Hidráulicas. In: VI Simpósio Brasileiro sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas, 2008, Belo Horizonte.

HENDERSON, F.M. **Open Channel Flow**. Nova Iorque: Macmillan Publishing, 1966

HIRT, C.W.; NICHOLS, B.D. Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free boundaries. **Journal of Computational Physics**, v. 39, p. 201-225, 1981.

HIRT, C.W.; NICHOLS, B.D. A Porosity Technique for the Definition of Obstacles in Rectangular Cell Meshes. In: 4th International Conference on Numerical Ship Hydrodynamics, 1985, Washington, Estados Unidos da América.

INTERTECHNE, PCE, ENGEVIX. **UHE Belo Monte – Projeto Básico Consolidado**. Curitiba: INTERTECHNE, PCE, ENGEVIX. Relatório Técnico, 2012

JOHNSON, M.; SAVAGE, B. Physical and Numerical Comparison of Flow over Ogee Spillway in the Presence of Tailwater. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 132, n. 12, p. 1353-1357, 2006.

KHATSURIA, R.M. **Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators**. Nova Iorque: Marcel Dekker Incorporated, 2005.

LI, S.; CAIN, S.; WOSNIK, M.; MILLER, C.; KICAHAN, H.; WYCKOFF, R. Numerical Modeling of Probable Maximum Flood Flowing Through a System of Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 137, n. 1, p. 66-74, 2011.

MCDONOUGH, J. M. **Introductory Lectures on Turbulence: Physics, Mathematics and Modeling**. Department of Mechanical Engineering and Mathematics, University of Kentucky, 2004.

POHV, P. H.; TANIGUCHI, E. R.; OTA, J. J.; GROSZRWICZ, R. C. **Projeto HL-120a Estudos hidráulicos em modelo reduzido do vertedouro da UHE São Salvador, rel. 01: Estudo do projeto original e da alternativa 01 do vertedouro - modelo parcial**. Curitiba: Lactec/ Cehpar, 2002.

SAVAGE, B.; JOHNSON, M. Flow over Ogee Spillway: Physical and Numerical Model Case Study. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 127, n. 8, p. 640-649, 2001.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (USBR). **Design of Small Dams**. 3. ed. Washington: United States Printing Office, 1987.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (USBR). **Hydraulics Design Criteria**. Waterways Experiment Station, 1955.

VERSTEEG, H.K.; MALALASEKERA, W. **An Introduction to Computational Fluid Dynamics - The Finite Volume Method**. Burnt Mill: Longman Scientific & Technical, 1995.

WIKIPEDIA - STL File Format. Disponível em <[http://en.wikipedia.org/wiki/STL_\(file_format\)](http://en.wikipedia.org/wiki/STL_(file_format))>. Acesso em 24/08/2013.

WILCOX, D.C. **Turbulence Modeling for CFD**. 2. ed. California: DCW Industries, Inc., 1994.

ANEXO

A seguir é apresentada uma carta de permissão para o uso do software FLOW 3D[®] cedido pela Intertechne Consultores S.A. ao aluno Marcus Fernandes Araujo Filho.

Intertechne

Intertechne Consultores S.A.
Avenida João Gualberto, 1259 – Sobreloja – Alto da Glória
80030-001 Curitiba – Paraná
Tel.: (+55 41) 3219-7200
Fax: (+55 41) 3219-7848

Curitiba, 17 de Janeiro de 2013

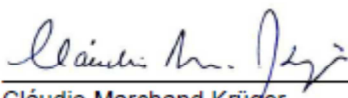
Ref: permissão de uso do software Flow 3D

Prof. Tobias Bleninger
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e
Ambiental – PPGERHA

Prezado senhor

A Intertechne Consultores S.A. vem por meio desta formalizar a permissão de uso do software FLOW3D, do qual a empresa possui uma licença, ao colaborador Marcus Fernandes Araujo Filho, para que o mesmo realize as simulações necessárias para a elaboração de sua dissertação de mestrado pertencente ao PPGERHA.

Atenciosamente,



Cláudio Marchand Krüger
Chefe do Departamento de Hidráulica - SEB

Marcus Fernandes Araujo Filho
Engenheiro Civil
Departamento de Hidráulica - SEB